

Elementos de Hidráulica Fluvial

1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Gasto Sólido

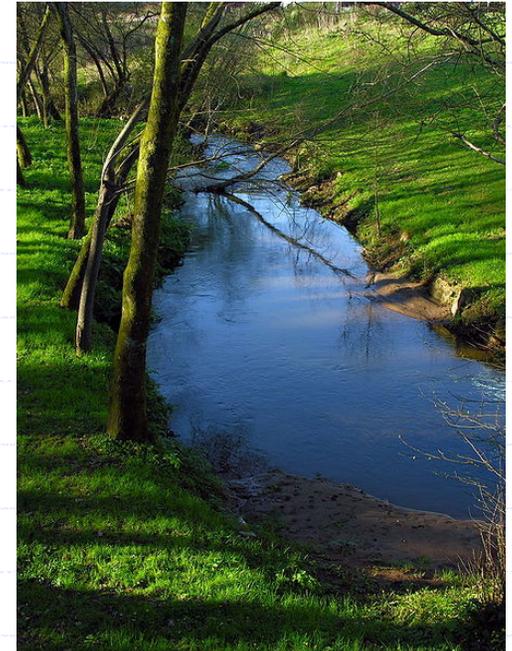
Muchas Obras Hidráulicas tienen contacto directo con los cauces naturales, tales como puentes, canales, obras de captación, CH, protecciones fluviales, etc..etc, etc.

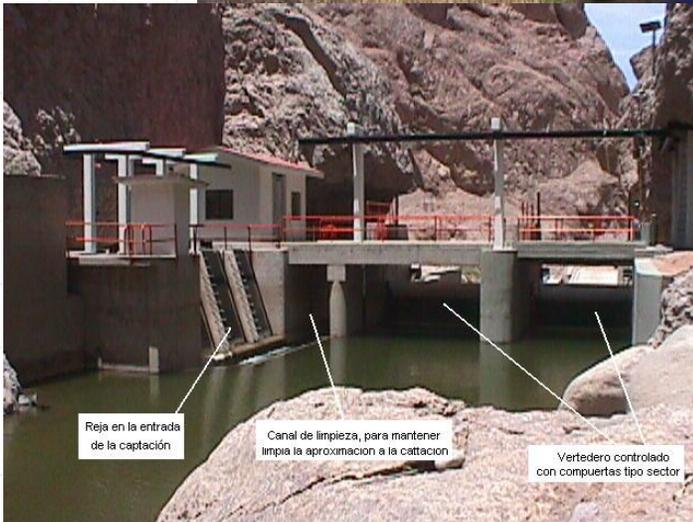
Estas obras tienen contacto con el caudal líquido y también con las partículas de suelo arrastradas desde ríos y quebradas..

Este acarreo recibe el nombre de gasto sólido, diferenciándose:

Gasto sólido en suspensión

Gasto sólido de fondo





Gasto Sólido

Gasto sólido de fondo - GSF

Corresponde al movimiento de sólidos en su fracción más gruesa y se presente de dos formas como un arrastre continuo o bien por saltación.

Dado que las velocidades en los ríos son más lentas en ciertas zonas, el GSF tiende a depositarse y formas bancos, modificando la sección de escurrimiento de los caudales líquidos.

También producen desgastes en canales y maquinarias y en las presas pueden reducir fuertemente su vida útil.

Gasto Sólido

Acarreo en suspensión-GSS

Estas partículas se mezclan con el caudal líquido formando una mezcla que se mantiene por la turbulencia del flujo.



Son mucho más abundantes que el GSF pero son de gran movilidad y “pasan” en general a través de las estructuras hidráulicas o bien se depositan pero son fácilmente removilizadas, excepto en grandes estructuras como las presas.

Pueden también producir abrasión en álabes de turbinas y bombas.

Gasto Sólido

Arrastre de cuerpos flotantes

Corresponden a ramas, hojas, basuras y otros elementos diferentes a los sedimentos de los cauces pero que también deben ser evaluados pues ellos podrían obstruir o limitar el uso de estructuras hidráulicas.

Se suelen controlar mediante rejas hidráulicas.



Gasto líquido

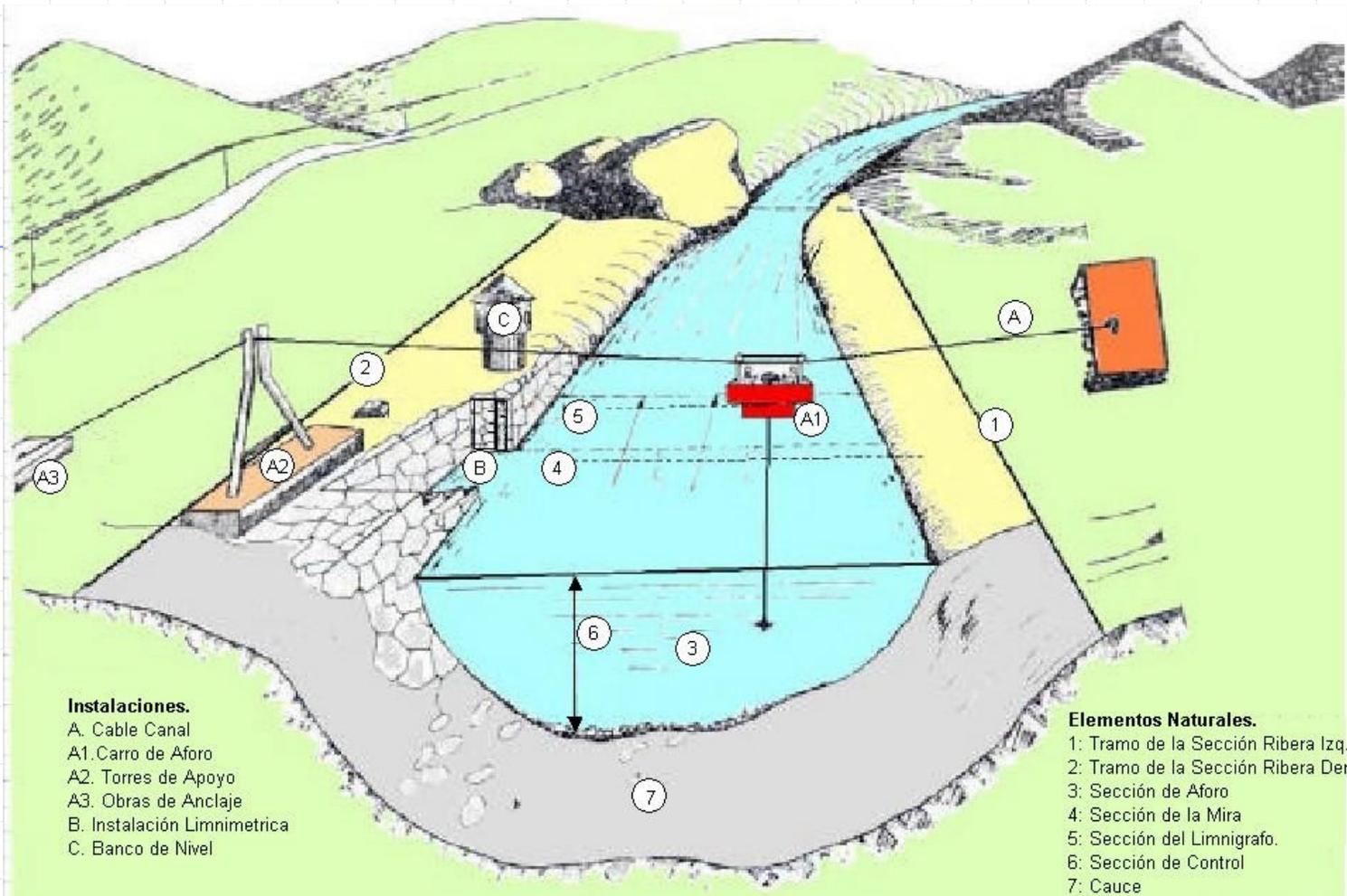
Precipitaciones: son independientes, estadísticamente difíciles de predecir

Cuencas: pueden ser del tipo, pluvial, nival, glacial o mixto.

Caudales: son también variables aleatorias y responden a las precipitaciones con la inercia de las cuencas, se pueden manejar mejor estadísticamente.

Para manejar esta incertidumbre se usan estadísticas de un número importante de años que “indiquen” los regímenes en tiempo y cantidad de las magnitudes de los caudales.

Medición del gasto líquido



Gasto líquido

Régimen de Caudales

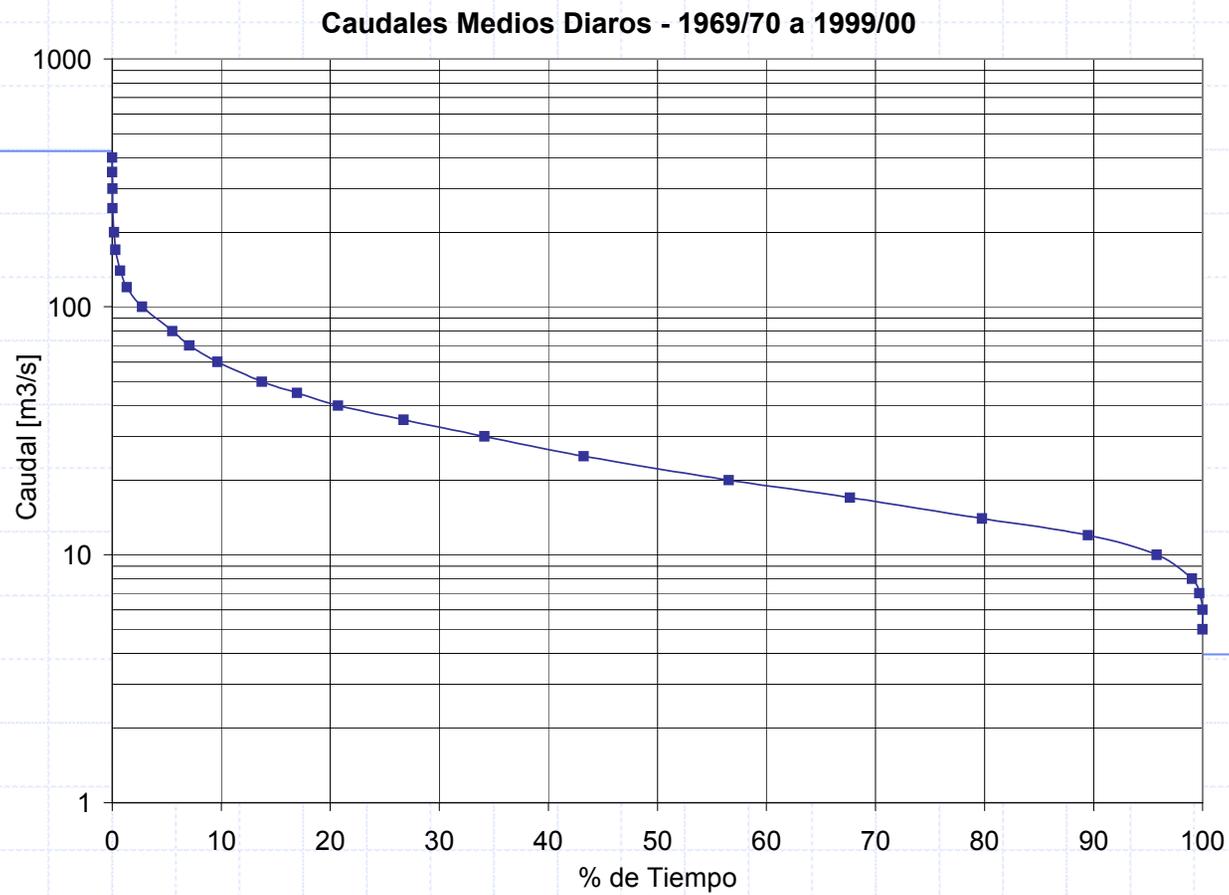
Se buscan las estaciones más cercanas ,y de mayor similitud en relación al tipo de cuenca y precipitación, al punto donde deseo instalar mi obra y luego debo “transponer” esta información a dicho punto (con relación de áreas por ejemplo).

Se busca determinar:

- Caudales medios diarios
- Caudales medios mensuales
- Caudal medio anual
- Caudales de crecida para diferentes períodos de retorno.

Gasto líquido

Disponibilidad a Nivel medio diario -Curva de Duración



Gasto líquido

Crecidas

Fenómeno hidrológico excepcional asociado a un fuerte aumento del caudal que escurre por un río.

Es el que definirá la capacidad o bien las condiciones de diseño o verificación de una obra, los niveles máximos de aguas, los mayores embanques o socavaciones, etc.

Para determinar las crecidas debemos:

- Construir o disponer de una estadística de Q líquidos en el punto de interés.**
- Efectuar un análisis de frecuencia (con Weibull u otra distribución) y determinar la “curva de duración” de los Q (caudal vs. Probabilidad)**

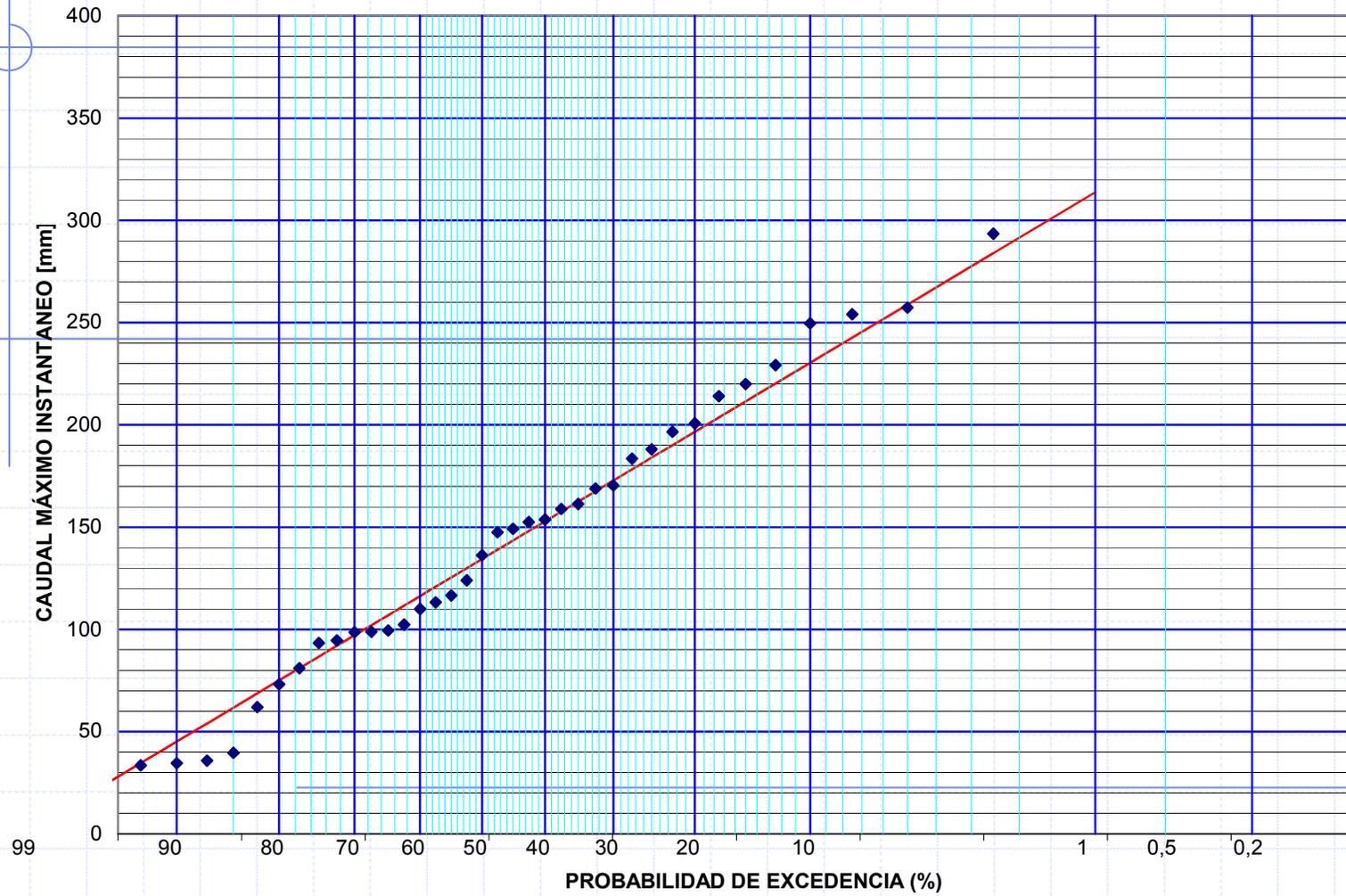
Gasto líquido

Crecidas- Período de retorno

Los períodos de datos estadísticos normales van de 30 a 50 años....¿es suficiente para disponer de caudales “suficientemente” grandes para verificar que las obras no fallen?

Respuesta, directamente no. Para ello se usa el concepto de Período de retorno, por ejemplo una crecida milenaria equivale a una crecida esperable para un período de retorno o ocurrencia de 1:1000 años...Para ello se usan métodos estadísticos como el análisis de frecuencia.

**ANALISIS DE FRECUENCIAS - DISTRIBUCION PEARSON
CAUDAL MÁXIMO INSTANTANEO - RÍO TURBIO**



Gasto líquido

Crecidas- Período de retorno

Ahora....¿con que períodos de retorno diseñar una obra?...por ejemplo un puente rural en cordillera versus una presa ubicada aguas arriba de un centro poblado...¿se debe considerar la misma seguridad?

Claramente, no.....y ¿Cuál es el riesgo de falla asociado a la elección adoptada para un cierto Tr en n años de vida útil de la obra?

$$R = 1 - (1 - 1/Tr)^n$$

Elementos de Hidráulica Fluvial

1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Hidráulica de los cauces naturales

Características de los ríos en Chile

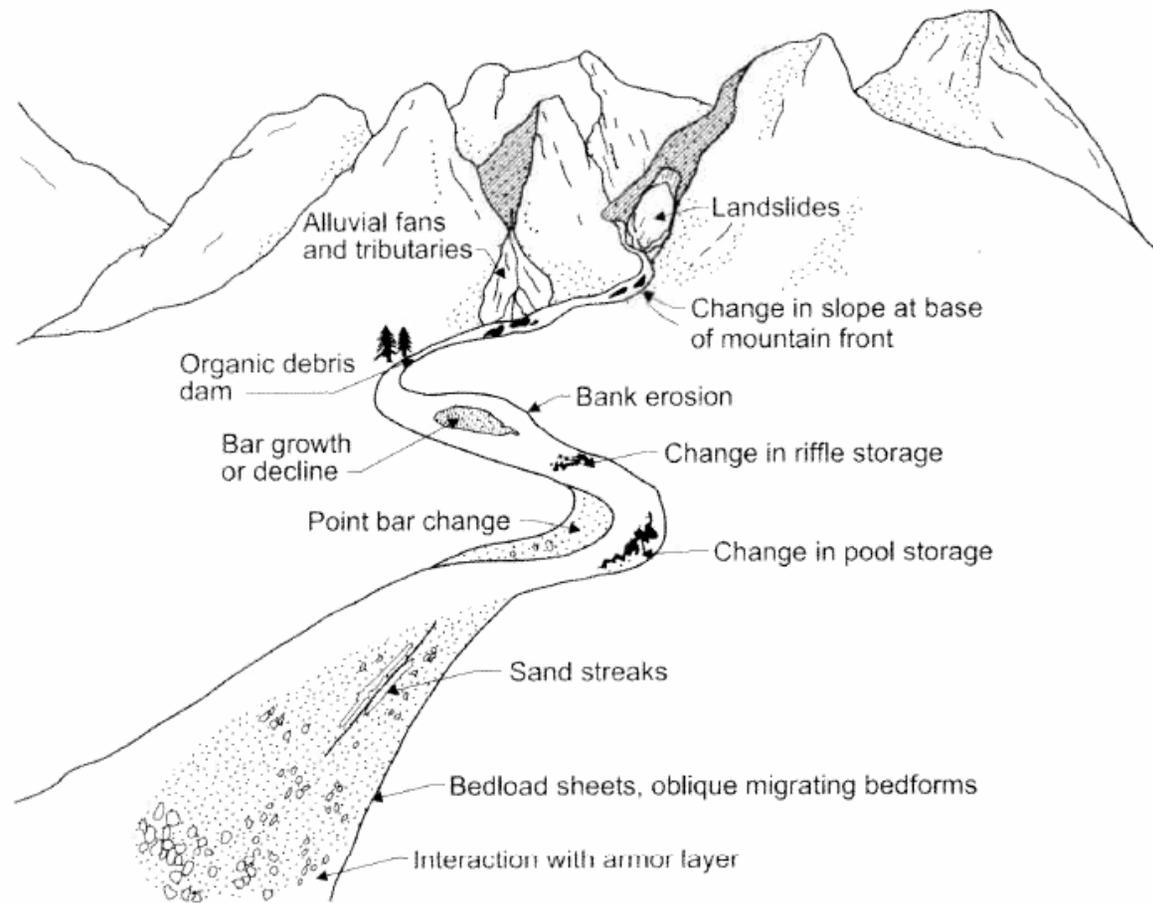


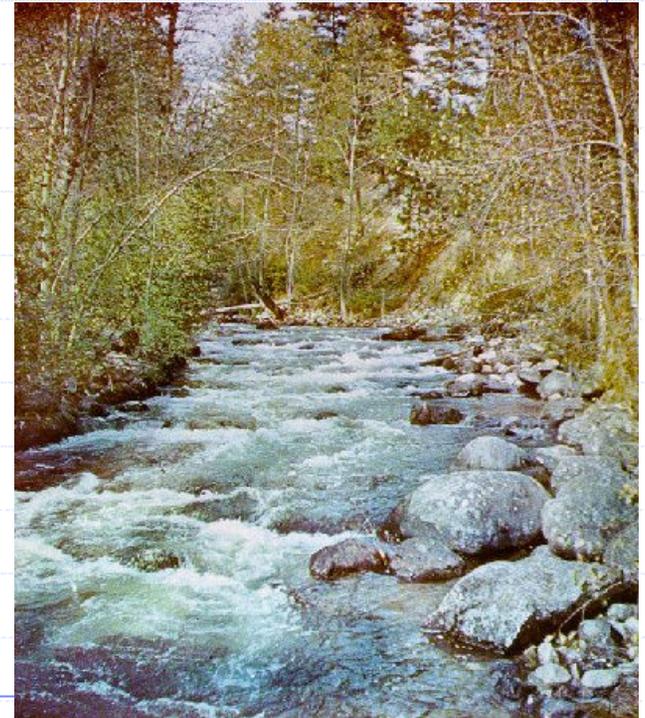
Fig. 2-1. Sedimentation processes and associated morphological changes in a Watershed (adapted from Dietrich and Collins 1991)

Hidráulica de los cauces naturales

Características de los ríos en Chile

Ríos de Cordillera:

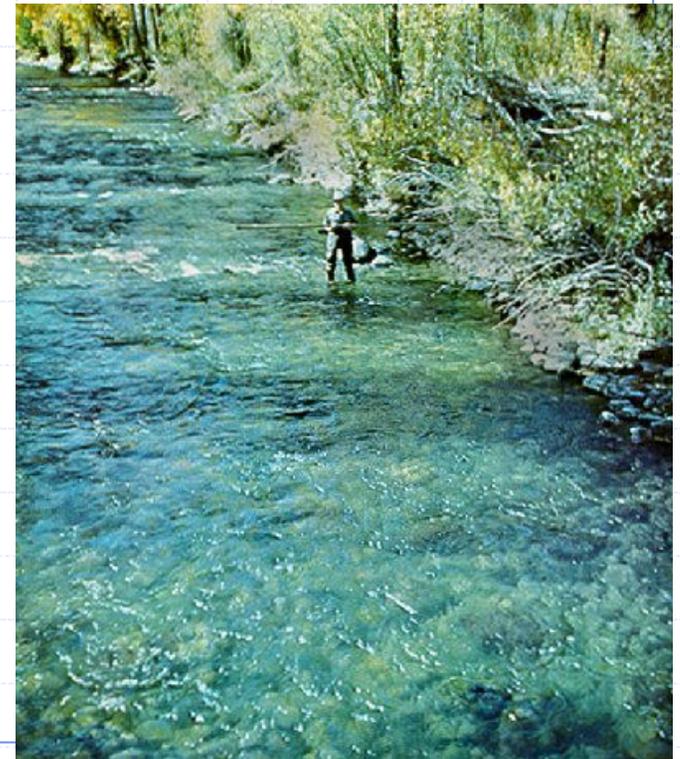
- **Flujos torrenciales de alta pendiente (pozas-caídas), elevadas rugosidades y cauces estrechos.**
- **Estables morfológicamente en sus brazos principales e inestables en sus cauces secundarios (quebradas).**
- **Generación y transporte de gastos sólidos, poca depositación.**



Características de los ríos en Chile

Ríos de precordillera:

- Flujos transcíticos de pendiente mixta rugosidades variables y cauces más anchos.
- Estables bajo caudales normales y variables bajo crecidas.
- Se produce un equilibrio sedimentológico entre los gastos aportantes y erosivos. En crecidas, se rompe el equilibrio temporalmente.

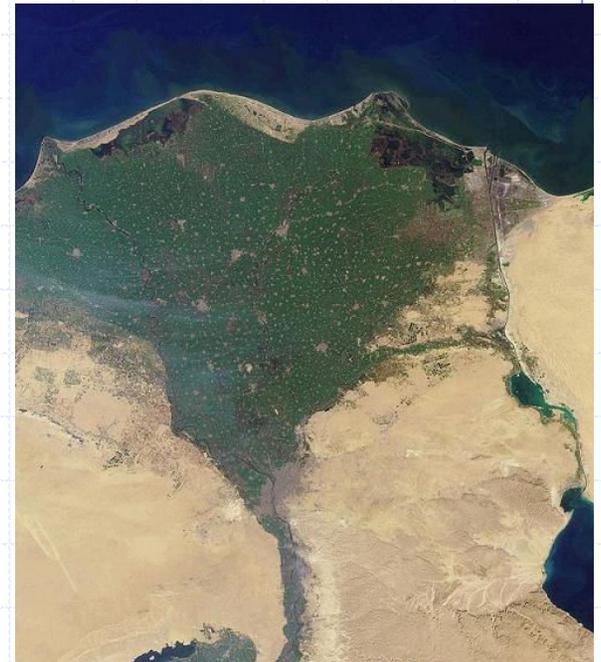


Características de los ríos en Chile

Ríos de llanura y de baja pendiente:

- Flujos más tranquilos de pendiente suave rugosidades variables, cauces anchos. Con terrazas laterales.

- Relativamente estables y con tendencia a la depositación y formación de bancos de sedimentos y deltas en la llegada al mar.



Análisis Dimensional (Yarko Niño, 2005)

El análisis dimensional conduce a la determinación de los siguientes parámetros adimensionales:

$$R_{e^*p} = \frac{u_* d_s}{\nu} \quad : \text{Relacionado con efectos viscosos}$$

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{gRd_s} \quad : \text{Capacidad de arrastre}$$

τ^* : altos => lechos móviles
 τ^* bajos => lechos estáticos

$$\frac{v_s}{u_*} \quad : \text{da información sobre la suspensión}$$

altos => depositación
bajos => resuspensión

$$R_p = \frac{\sqrt{gRd_s}}{\nu} \quad : \text{Relacionado con el tamaño del sedimento}$$

$$R = \frac{\rho^s - \rho}{\rho} \approx 1.65 \quad : \text{Sedimento natural}$$

$$\frac{h}{d_s} \quad : \text{rugosidad relativa (resistencia hidráulica)}$$

h/d_s grandes => rugoso
 h/d_s pequeños => liso

$$\frac{B}{h} \quad : \text{relacionado con la morfología de cauce}$$

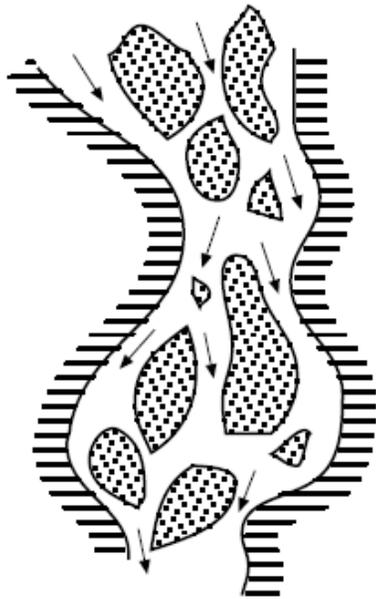
=> Comportamiento de ríos.

Conceptos de Geomorfología Fluvial (Yarko Niño, 2005)

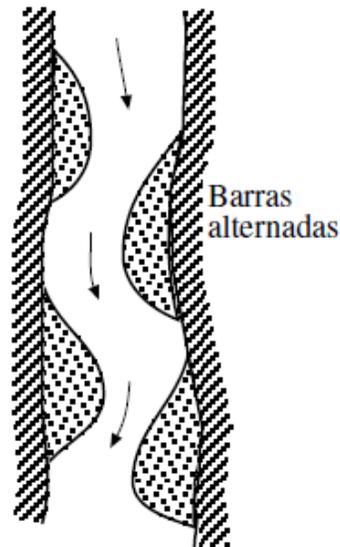
Tipos de cauces

- Lechos de **roca** y **aluviales** (flujo traza su recorrido)
- **Jóvenes** (perfil transversal triangular, irregulares, alta pendiente, material grueso),
maduros (valles amplios, bajas pendientes, riberas erosionables y granulometría graduada) y
viejos (baja pendiente, con valles y planicies de inundación altos)

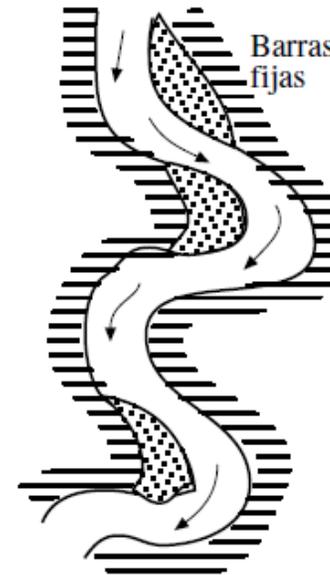
• Rectos , meandrosos y trenzados



Trenzado



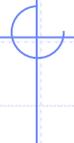
Recto



Meandroso

Caudal Formativo

- Es aquel que maximiza el trabajo de formación del cauce.
- Caudal a riberas llenas o cauce lleno
- Tr del orden de 2 a 5 años (dependiendo del autor)



Formas de Fondo

Flujo de agua sobre **sedimento no cohesivo** conduce a la formación de una gran variedad de **ondas sedimentarias**, genéricamente denominadas **formas de fondo (resistencia hidráulica)**.

-canal rectangular de laboratorio, de ancho constante y lecho móvil formado por una arena relativamente fina y uniforme.

Rizos.

Si la **condición de movimiento incipiente de los granos de fondo es superada**, puede esperarse observar en el **lecho del canal la formación de pequeñas ondas, denominadas rizos**, cuya altura es del orden de unos cuantos diámetros del sedimento del lecho y cuya longitud de onda es proporcional al tamaño de dicho sedimento e independiente de la altura del flujo

Dunas

flujo subcrítico con transporte de fondo generalizado, y si la altura de escurrimiento es suficientemente grande, sobre el lecho del canal se forman **dunas**, cuya altura y longitud de onda son proporcionales a la altura del flujo (pueden coexistir rizos y dunas)

$Fr \approx 1 >$ **lecho plano.**

$Fr > 1$, formación de **antidunas**, cuyo perfil longitudinal (a diferencia del de los rizos y las dunas que presentan en la cara de aguas abajo una pendiente mucho más abrupta que la de aguas arriba y cercana al ángulo de reposo sumergido de los granos) es semejante a una onda sinusoidal (migran tanto aguas arriba como aguas abajo)

Dos tipos de régimen:

- Régimen inferior del lecho ($F < 1$): rizos y dunas**
- Régimen superior del lecho ($F > 1$): lechos planos o antidunas**

REGIMEN INFERIOR



Rizos ($F \ll 1$)



Rizos sobre dunas ($F \ll 1$)



Dunas ($F < 1$)



Transición a lecho plano ($F < 1$)

REGIMEN SUPERIOR



Lecho plano ($F \approx 1$)



Antidunas estacionarias ($F > 1$)



Antidunas ($F > 1$)



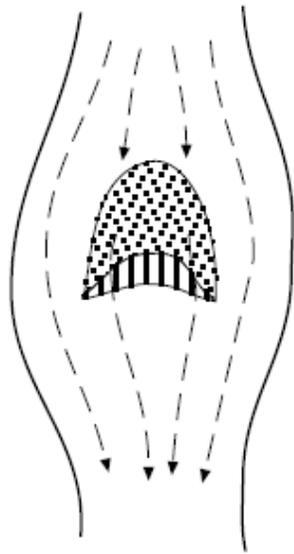
Caídas y pozas

Si la altura de escurrimiento en el canal es inferior a aquella para la cual se formaron las dunas y todavía persisten las condiciones de transporte de fondo generalizado, dichas dunas pueden ser reemplazadas por (o incluso pueden coexistir con) **barras alternadas**.

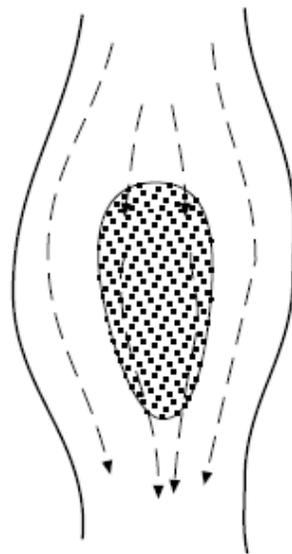
Si las alturas de escurrimiento son aún más bajas que aquellas que forman barras alternadas, puede esperarse **barras múltiples**

En cauces aluviales con **lechos de grava**, es decir con granulometría gruesa y extendida, **las ondas sedimentarias del tipo rizos, dunas y antidunas no ocurren**. En su lugar se forman una gran variedad de **barras** que tienen una incidencia importante en la morfología de ese tipo de cauces. Este tipo de formas de fondo se denominan macroformas por su gran tamaño, que es del orden del ancho del cauce que las contiene.

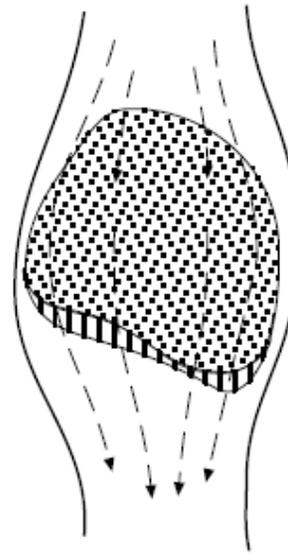
Tipos de barras: longitudinales, crescenticas, transversales, fijas en el lado interno de una curva y diagonales)



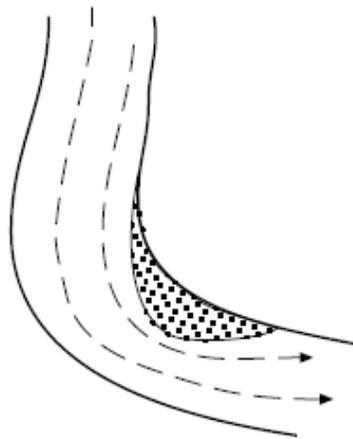
Barra Crescentica



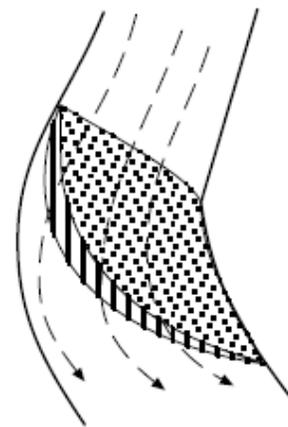
Barra Longitudinal



Barra Transversal



Barra Puntual o Fija



Barra Diagonal





Asociado a la presencia de barras, en lechos de grava suele ocurrir otro tipo de estructura, cuyas dimensiones se extienden a lo largo de tramos del cauce equivalentes a varias veces el ancho del mismo.

Estas estructuras consisten en una **secuencia pozas y caídas** a lo largo del cauce denominada **riffle - pool**".

Los riffles son obstrucciones, generalmente diagonales al cauce, de material grueso, que actúan como un vertedero para el flujo.

Aguas arriba de esta obstrucción se produce un barra lateral y una poza, y hacia aguas abajo sigue una caída consistente en un tramo de cauce de pendiente fuerte.

La secuencia: poza - barra lateral - obstrucción diagonal - caída, se repite a lo largo del cauce alternándose con respecto a las riberas.



Elementos de Hidráulica Fluvial

1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Transporte de Sedimentos

Propiedades de los sedimentos

Densidad típica de los sedimentos= $\rho_s = 2650$ [kg/m³];

Densidad relativa: $s = \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{2,65}{1} = 2,65$

Tamaño característico del sedimento: d_s

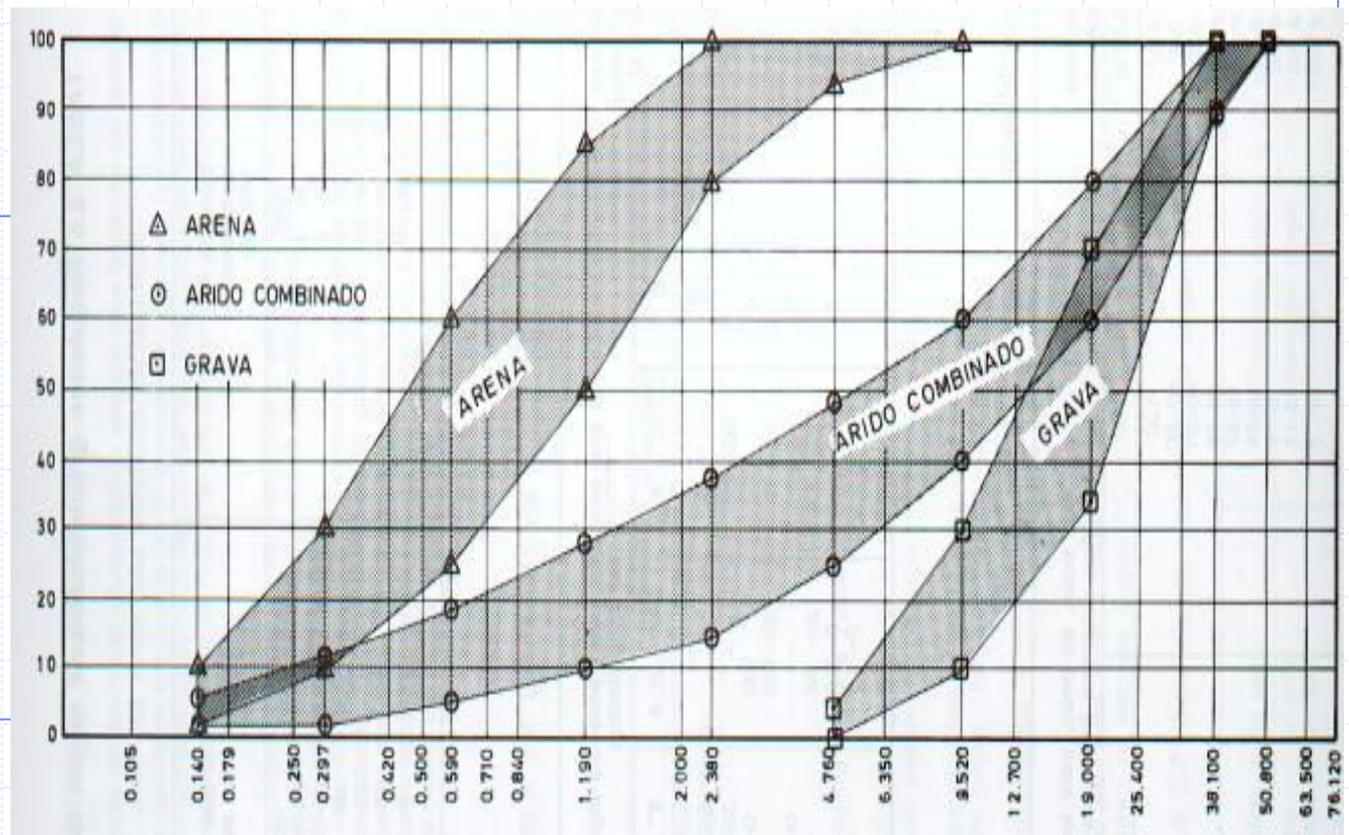
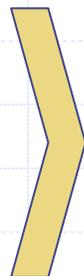
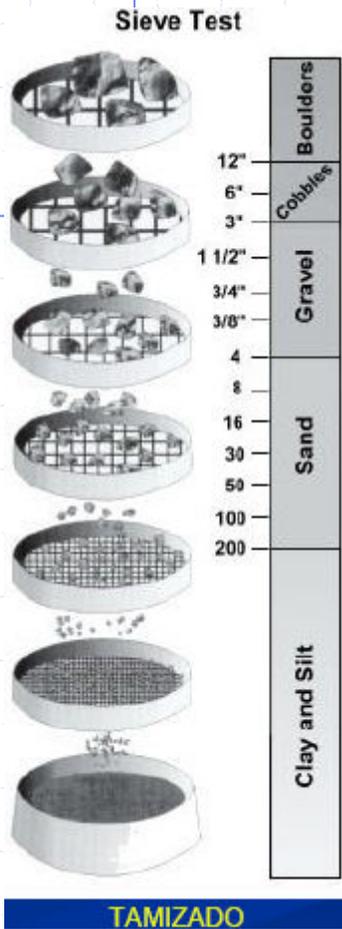
¿Cómo se define d_s ?Mediante cribas
y una curva granulométrica

Nombre de la clase	Rango de tamaño. [mm]
Arcilla	$d_s < 0,002$ a $0,004$
Limo	$0,002$ a $0,004 < d_s < 0,06$
Arena	$0,06 < d_s < 2$
Grava	$2 < d_s < 64$
Piedras	$64 < d_s < 256$
Bloques	$256 < d_s$



Propiedades de los sedimentos

Curvas granulométricas:



Propiedades de los sedimentos

Curvas granulométricas:

$$d_m = \frac{d_1 \times \Delta P_1 + d_2 \times \Delta P_2 + \dots + d_n \times \Delta P_n}{\Delta P_1 + \Delta P_2 + \dots + \Delta P_n}$$

d_x : Diámetro asociado a un “porcentaje que pasa” igual a x%.

Coeficiente de forma: $S = \sqrt{\frac{d_{90}}{d_{10}}}$

Desviación Estándar de la muestra: $\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}$

Ángulo de reposo, a mayor d_s , mayor ángulo:

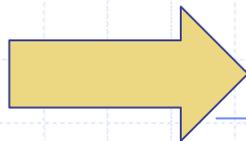


Transporte de Sedimentos

Velocidad de Sedimentación

Para una partícula de diámetro d_s que cae verticalmente en un estanque con una velocidad ω_0 , e tiene:

$$\gamma_s \times \frac{\pi \times d_s^3}{6} - \gamma \times \frac{\pi \times d_s^3}{6} - \gamma \times C_d \times \frac{\pi \times d_s^2}{4} \times \frac{\omega_0^2}{2g} = 0$$



$$\omega_0 = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{gd_s}{C_d} \times (s - 1)}$$

Transporte de Sedimentos, Velocidad de Sedimentación.

¿Cd?

$$C_d = f\left(\frac{\rho \times \omega_0 \times d_s}{\mu}, \text{forma}\right)$$

Para arenas y gravas: $C_d = \frac{24 \times \mu}{\rho \times \omega_0 \times d_s} + 1,5 \quad \frac{\omega_0 \times d_s}{\nu} \leq 10.000$

Cheng-1997: $C_d = \left[\left(\frac{24}{R_e} \right)^{2/3} + 1 \right]^{3/2}$

d_s mm	0,05	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20	50	100	200	500
ω_0 cm/s	0,22	0,85	2,7	7,1	11	17	27	39	54	85	120	170	270

¿ ω_0 real = ω_0 teórico?.....casi... ω_0 es afectado por concentración de sedimentos en el flujo y por la turbulencia.

DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS

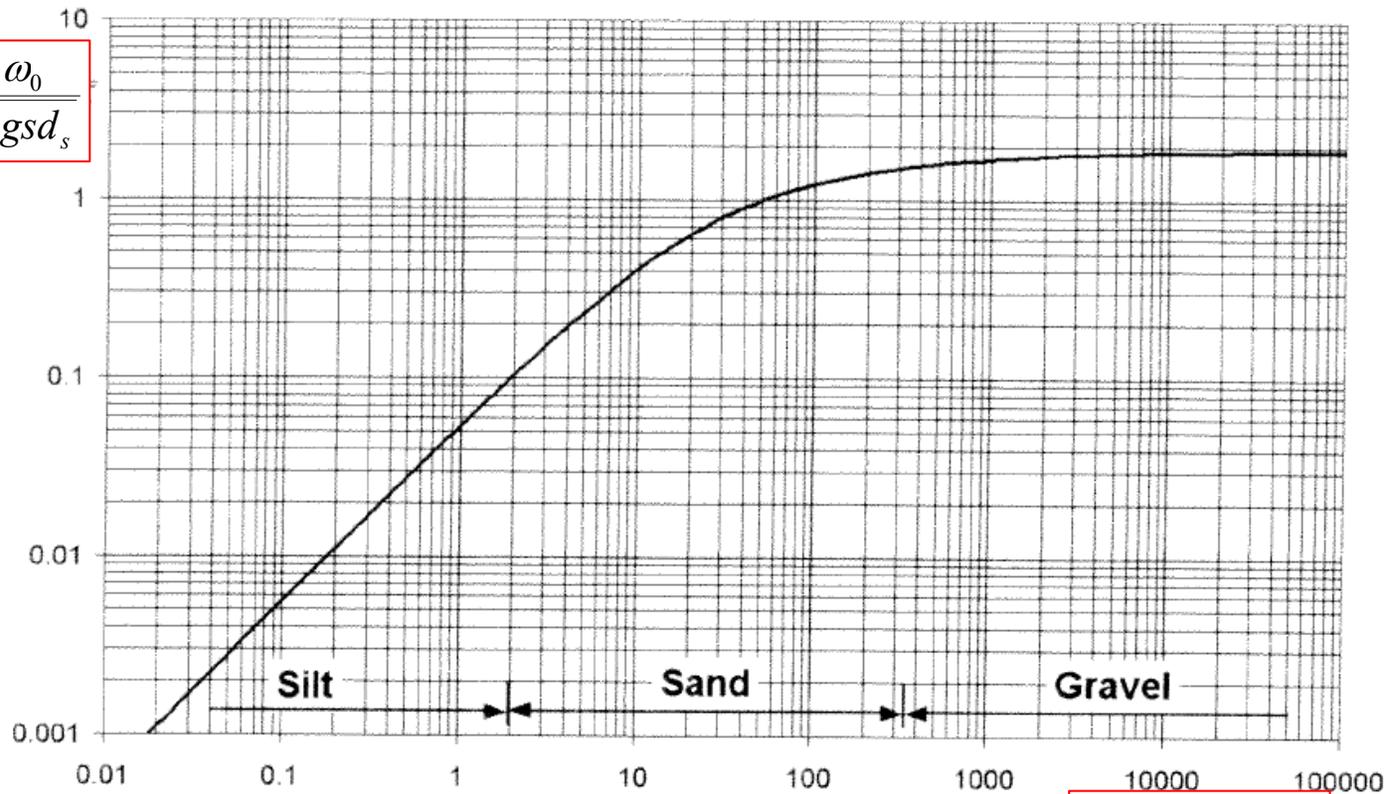
Elementos de Hidráulica Fluvial

si

Transporte de Sedimentos, Velocidad de Sedimentación.

Dietrich (1982), según Jiménez y Madsen (2003) (C_d implícito)

$$R_f = \frac{\omega_0}{\sqrt{gsd_s}}$$



$$R_{ep} = \frac{\sqrt{gsd_s}}{\nu} d_s$$

Elementos de Hidráulica Fluvial

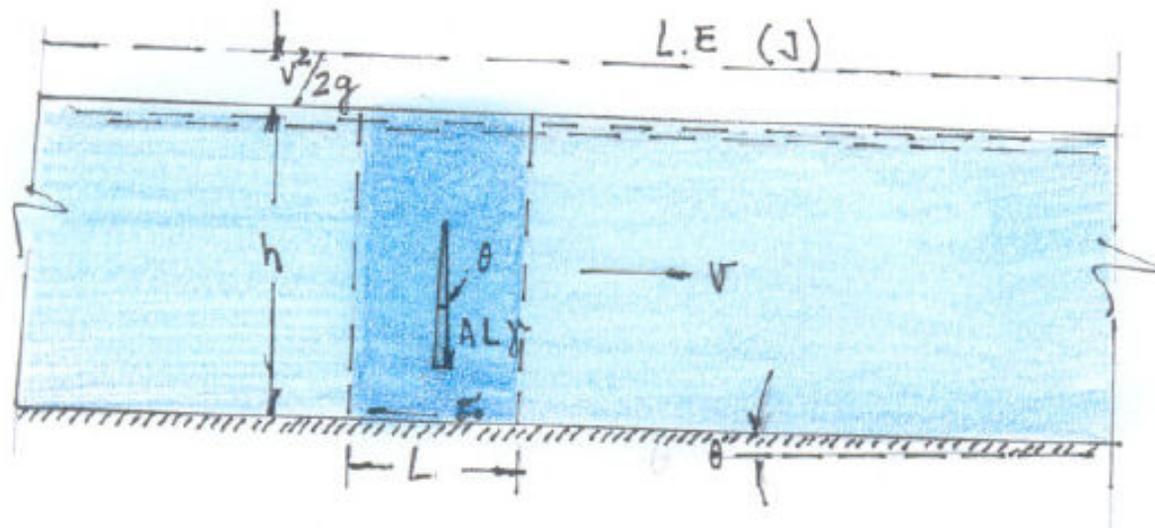
1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Resistencia hidráulica en cauces aluviales

Velocidad Friccional o de Corte

Flujo Uniforme: Peso = Roce

$$A L \gamma \text{ sen}\theta = \tau_0 P L \Rightarrow \tau_0 = \gamma R h \text{ sen}\theta$$



Hidráulica de los cauces naturales

Velocidad Friccional o de Corte

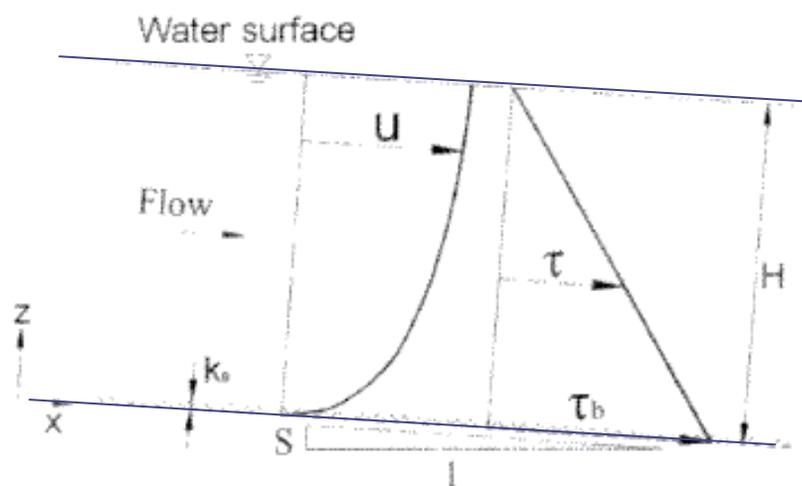


Fig. 2-2. Definition diagram for open-channel flow over a sediment bed.

$$\tau = \tau_0 \left(1 - \frac{y}{H} \right)$$

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g \times R_h \times J}$$

¿Cuál es la relación entre v_* y la velocidad media \bar{v} ?.....

Si el flujo es uniforme, $J = i = \text{sen } \theta$, luego:

$$J = f \times \frac{1}{4 * Rh} \times \frac{\bar{v}^{-2}}{2g} \quad \Rightarrow \quad \bar{v}^{-2} = \frac{J * 8 * R_h * g}{f}$$

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad \Rightarrow \quad v_*^2 = \tau / \rho$$

$$v_*^2 = \gamma * R_h * J / \rho$$

$$\rightarrow v_*^2 = g * R_h * J$$

$$\frac{\bar{v}^{-2}}{v_*^2} = \frac{\cancel{J * 8 * R_h * g} * 1}{f * \cancel{g * R_h * J}}$$

$$\Rightarrow \bar{v} = \sqrt{\frac{8}{f}} \times v_*$$

Desarrollo general

$$\tau_o = C_f * \rho * v^2 \quad v_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \times R_h \times J}$$

$$\frac{\bar{v}}{v_*} = \frac{1}{\sqrt{C_f}}$$

Ecuación de Chezy

$$\bar{v} = C * \sqrt{R_h * S} \quad v_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \times R_h \times J}$$

$$\frac{\bar{v}}{v_*} = \frac{C}{\sqrt{g}}$$

Ecuación de Manning

$$\bar{v} = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * \sqrt{S} \quad v_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \times R_h \times J}$$

$$\frac{\bar{v}}{v_*} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}}$$

Relaciones entre coeficientes de rugosidad

$$\frac{\bar{v}}{v^*} = \frac{1}{\sqrt{C_f}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}}$$

⇒ Es de interés conocer el parámetro velocidad media (\bar{v}) sobre la velocidad de corte (v^*), luego, es de interés conocer este parámetro ya que tiene implicancias en:

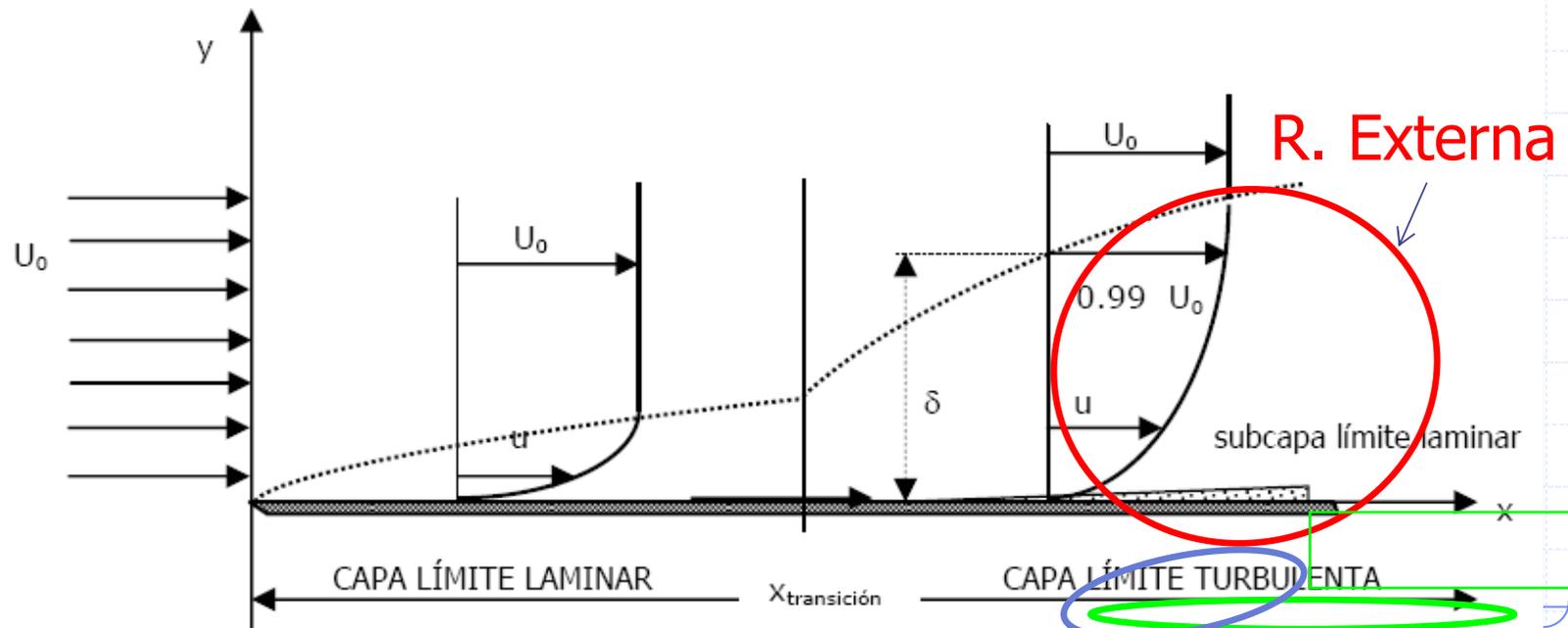
⇒ Determinación de una ley de resistencia hidráulica

⇒ Implicancias en la distribución de velocidades

⇒ Es de importancia conocer la distribución de velocidades en la vertical en distintas condiciones de flujo (laminar, turbulento) y tipo de pared (lisa o rugosa).

⇒ En flujos en cauces naturales, normalmente se tiene flujo turbulento y pared rugosa.

Distribución de velocidades en flujo turbulento

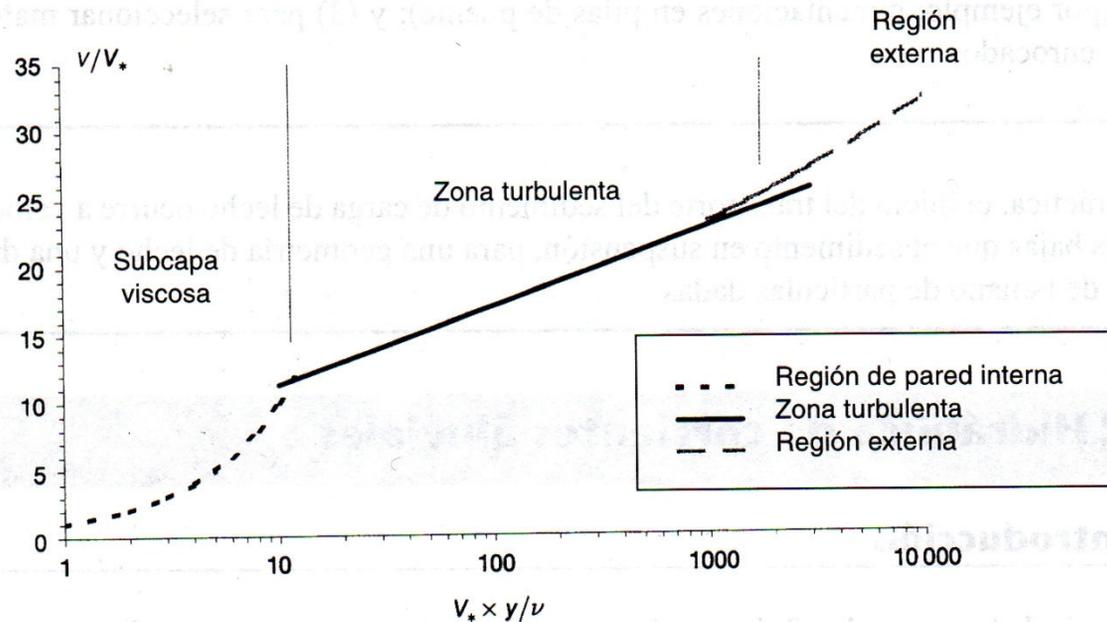


R. Trans.

Distribución de velocidades en flujos turbulentos:

Considerando un flujo turbulento a lo largo de una frontera “lisa”, el flujo puede dividirse en tres regiones:

Zona 1. Región de pared interna (subcapa viscosa)



$$\frac{v}{V_*} = \frac{V_* \times y}{U}$$

$$\frac{V_* \times y}{U} < 5$$

Distribución de velocidades en flujo turbulento.

Zona 2. Región de Transición (Zona Turbulenta), es valida la “Ley de Pared”:

$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{K} \times \log_n \left(\frac{v_* y}{\nu} \right) + D_1 \quad \frac{v_* \times y}{\nu} < 30 - 70 \quad \frac{y}{\delta} < 0,1 \text{ a } 0,15$$

Zona 3. Región Exterior:

$$\frac{v_{\max} - v}{v_*} = \frac{1}{K} \times \log_n \left(\frac{y}{\delta} \right) \quad \frac{y}{\delta} > 0,1 \text{ a } 0,15$$

Mayoría de los ríos son hidráulicamente rugosos, en estos casos se tiene $ks/\delta > 1$ y por tanto la subcapa viscosa no existirá pues las rugosidades cruzarán dicha capa, en estos casos la distribución que se indica a continuación regirá a lo alto de todo el perfil

**Distribución de velocidades en flujo turbulento:
Efecto de la rugosidad (efecto importante en el flujo
dominado por la Pared (reg. interna y zona turbulenta)**

Zona Transición o Turbulenta, vale la “Ley de Pared”:

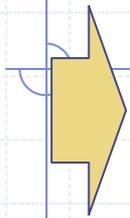
$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{v_* y}{\nu} \right) + D_1 + D_2 \quad \frac{y}{\delta} < 0,1 \text{ a } 0,15$$

$D_2 = 0$ (flujos turbulentos lisos)

$D_2 < 0$ (rugosidad “baja” la distribución de velocidad)

Para rugosidades grandes, la subcapa laminar (reg. interna) desaparece => el flujo es completamente rugoso (turbulento rugoso)

$$D_1 = 5,5; \quad D_2 = 3 - \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{k_s v_*}{\nu} \right)$$



$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + 8,5 = \frac{1}{\kappa} \times \left(\log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + 3,4 \right)$$

$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(30 \frac{y}{k_s} \right)$$

Capa límite turbulenta

Ley de Potencia

$$\frac{v}{v_{\max}} = \left(\frac{y}{\delta} \right)^{1/N} \quad N = \begin{cases} \kappa \times \sqrt{\frac{8}{f}} & \text{Pared rugosa reg.unif.} \\ 7 & \text{Pared lisa} \end{cases}$$

Mayoría de los ríos son hidráulicamente rugosos, en estos casos se tiene $k_s/\delta > 1$ y por tanto la subcapa viscosa no existirá pues las rugosidades cruzarán dicha capa, en estos casos la distribución anterior regirá a lo alto de todo el perfil

El efecto de la rugosidad del lecho puede ser importante (lechos de gravas) y por tanto, todo el perfil de velocidades depende del tamaño del sedimento y del espesor de la pared interna $\Rightarrow ds / ((5-10) \cdot 10 \cdot v / v^*)$

$$\frac{v_* d_s}{\nu} < 4 \text{ a } 5 \quad (\text{flujo turbulento liso})$$

$$4 - 5 < \frac{v_* d_s}{\nu} < 75 \text{ a } 100 \quad (\text{flujo turbulento en régimen transición})$$

$$\frac{v_* d_s}{\nu} > 75 \text{ a } 100 \quad (\text{flujo turbulento completamente rugoso})$$

$$R_* = \frac{v_* d_s}{\nu}$$

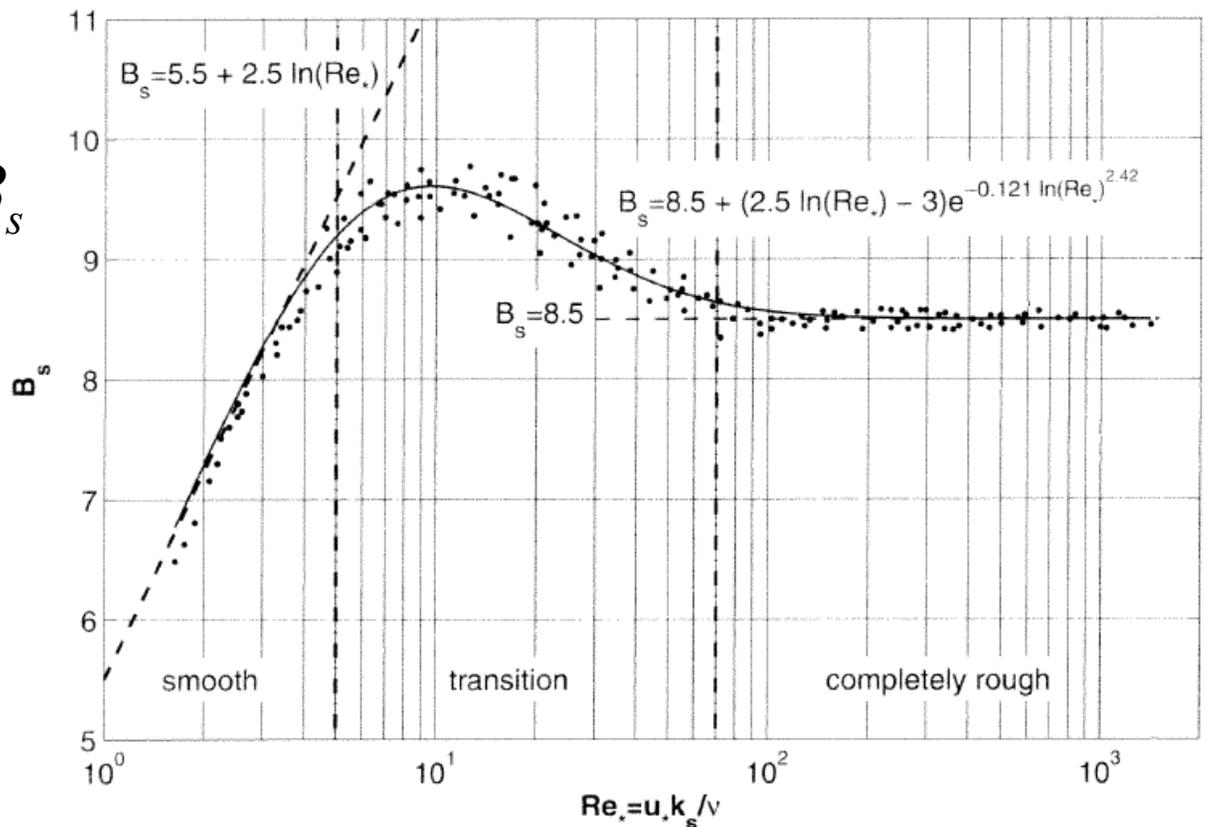
$R^* = N^\circ$ Reynolds de la partícula

Hidráulica de los cauces naturales

Distribución de Velocidades – Modelo integral de Yalin (1992)

$$B_s = 8.5 + (2.5 \ln(\text{Re}_*) - 3)e^{-0.121 \ln(\text{Re}_*)^{2.42}}$$

$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{K} \times \log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + B_s$$



Distribución velocidades en un curso fluvial, sea U = Vel. media:

$$U = \frac{1}{H} \int_0^H v dy \quad \frac{v}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + 8,5 = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(30 \frac{y}{k_s} \right)$$

$$U = \bar{v}$$

Dado que la ley de pared es singular en $y = 0$, si se ajusta levemente el origen de la integral, resulta **la ley de Keulegan**:

$$\frac{U}{v_*} = \frac{1}{H} \int_{k_s}^H \left[\frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + 8,5 \right] dy = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(11,1 \cdot \frac{H}{k_s} \right)$$

Distribución velocidades en un curso fluvial

Con U = Velocidad media, se tiene:

$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(30 \frac{y}{k_s} \right) \cong 9,34 \left(\frac{y}{k_s} \right)^{1/6}$$

$$\frac{U}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(11 \frac{H}{k_s} \right) \cong 8,1 \left(\frac{H}{k_s} \right)^{1/6}$$

Distribución velocidades en un curso fluvial, sea \bar{v} = Velocidad media.

$$\bar{v} = \frac{1}{H} \int_0^H v dy$$

Ley logarítmica

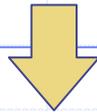
$$\frac{v}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + 8,5 = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(30 \frac{y}{k_s} \right)$$

Dado que la ley de pared es singular en $y = 0$, si se ajusta levemente el origen de la integral, resulta **la ley de Keulegan**:

$$\frac{\bar{v}}{v_*} = \frac{1}{H} \int_{k_s}^H \left[\frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(\frac{y}{k_s} \right) + 8,5 \right] dy = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(11,1 \cdot \frac{H}{k_s} \right)$$

Leyes de Potencia de Manning y Strickler

$$\frac{\bar{v}}{v_*} = \frac{1}{\kappa} \times \log_n \left(11,1 \cdot \frac{H}{k_s} \right) \cong 8,1 \left(\frac{H}{k_s} \right)^{1/6}$$



$$\tau_b = \rho \cdot v_*^2 = \rho \cdot C_f \cdot \bar{v}^{-2}$$

$$\Rightarrow C_f = \left[\frac{1}{\kappa} \log_n \left(11,1 \frac{H}{k_s} \right) \right]^{-2} = \left[8,1 \left(\frac{H}{k_s} \right)^{1/6} \right]^{-2}$$

Efectuando el desarrollo en términos del coeficiente de Manning (n), se tiene:

$$\frac{\bar{v}}{v^*} = \frac{1}{\sqrt{C_f}} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} \cdot \frac{k_s^{1/6}}{k_s^{1/6}}$$

$$\frac{\bar{v}}{v^*} = \frac{1}{\sqrt{C_f}} = \frac{k_s^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} * \frac{(R_h / k_s)^{1/6}}{1} \quad S_t$$

$$\frac{k_s^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} * \frac{(R_h / k_s)^{1/6}}{\frac{\bar{v}}{v^*}} = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{S_t} = \frac{k_s^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}}$$

Definiendo como S_t , según la ecuación de Strickler:

$$S_t = \frac{n \cdot \sqrt{g}}{k_s^{1/6}} \quad n = \frac{k_s^{1/6}}{\sqrt{g} \cdot (1/S_t)} \quad \text{Strickler, propuso } S_t = 0,12$$

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{26,1}$$

Continuando con la relación propuesta por Strickler:

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{\sqrt{g} \cdot (1/S_t)}$$

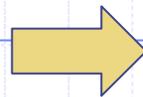
$$n = S \cdot d_s^{1/6}$$

d_s es el material representativo del material

$$S = \frac{1}{\sqrt{g} \cdot (1/S_t)}$$

En ríos de granulometrías gruesas y extendidas como los chilenos se produce un fenómeno llamado acorazamiento por lo que:

$$d_s = d_{90} \text{ ó } d_{84}$$

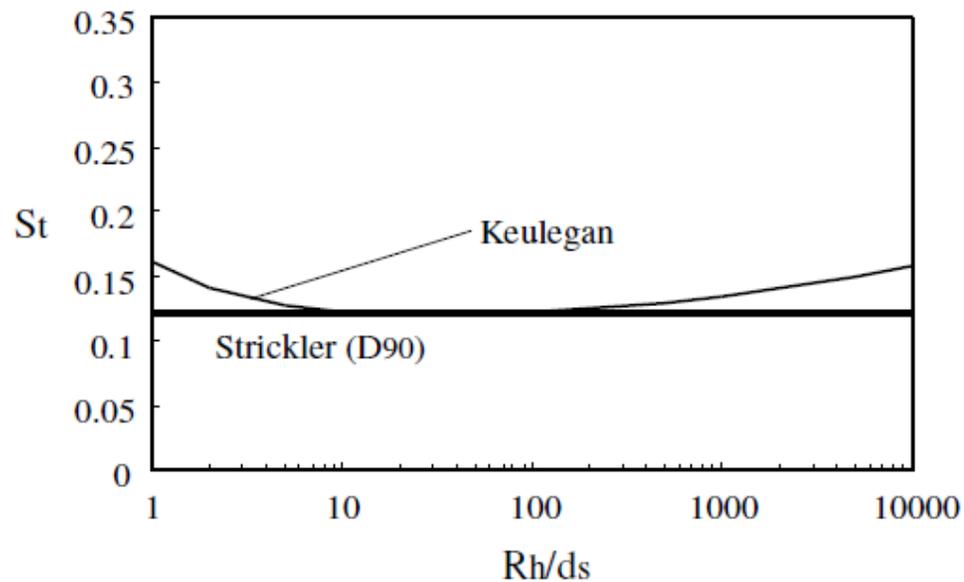


$$n = 0,038 \cdot d_{90}^{1/6}$$

Otras relaciones utilizando el parámetro S_t :

Strickler $S_t = 0,12$

Keulegan $S_t = \frac{(R_h / d_s)^{1/6}}{\frac{1}{k} \cdot \text{Ln}(12 \cdot \frac{R_h}{d_s})}$



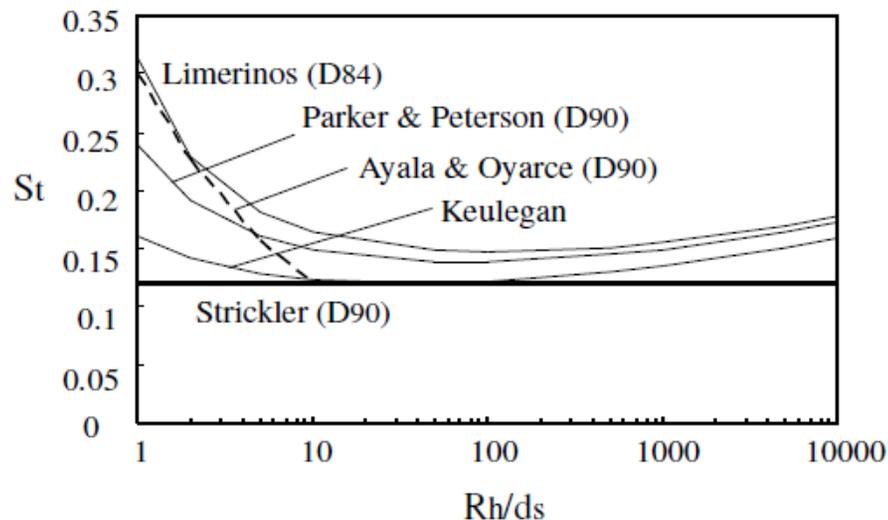
Fuente: Niño, 2005.

Sedimento Grueso:

Limerinos (1970) $S_t = \frac{(R_h / d_s)^{1/6}}{2,5 \cdot \ln(3,8 \cdot \frac{R_h}{d_s})}$ $R_h/d_s < 10$
 $d_s = d_{84}$

Parker & Paterson (1980) $S_t = \frac{(R_h / d_s)^{1/6}}{2,46 \cdot \ln(5,5 \cdot \frac{R_h}{d_s})}$ $R_h/d_s < 10$

Ayala & Oyarce (1993) $S_t = \frac{(R_h / d_s)^{1/6}}{3,3 \cdot (\frac{R_h}{d_s})^{0,57}}$ $d_s = d_{90}$



Fuente: Niño, 2005.

Para Cauces Cordilleranos , Ayala y Oyarce determinaron:

$$S = 0,31 \times h_*^{-0,5} \quad h_* \leq 2,6$$
$$S = 0,19 \times h_*^{-0,7} \quad h_* > 2,6$$
$$h_* = 1 + \frac{h}{d_{90}} \quad (h_* \leq 6)$$

Limerinos: $n = 0,113 \times \frac{h^{1/6}}{1,16 + 2 \log(h/d_{84})}$

Bray: $\frac{\bar{v}}{v^*} = 5,75 * \log\left(\frac{3,57 \cdot R_h}{d_{84}}\right)$

Vente Chow, otros: Se usan n's de fotografías patrones.

Sedimento Fino (arenas)

En este tipo de lechos la resistencia hidráulica se asocia a: partículas del lecho y formas de fondo (rizos, dunas, etc.). No está en el alcance de este curso el analizar este tema, se puede revisar con detalle en los apuntes de Niño (2005).

Método Cowan

Corrección del Coeficiente de Manning por diversos factores

n_0 se obtiene sobre la base de antecedentes granulométricos y una fórmula tipo Strickler o mediante el uso de fotografías:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m$$

n_0 = valor básico del coeficiente de rugosidad para un tramo recto y uniforme.

n_1 = incremento por irregularidades de las secciones.

n_2 = incremento por variaciones de forma y dimensiones de las secciones.

n_3 = incremento por obstrucciones.

n_4 = incremento por vegetación en el cauce.

m = factor correctivo por curvas y meandros del río.

“n”: representa el valor a utilizar en el cálculo de los EH

Método de Cowan

Características de la canalización	Características.	Valor medio del coeficiente n.
Material del lecho: n_0	Tierra	0,020
"	Roca cortada	0,025
"	Grava fina	0,024
"	Grava gruesa	0,028
Grado de irregularidades: n_1	Suaves	0,000
"	Pocas	0,005
"	Moderadas	0,010
"	Severas	0,020
variaciones de la sección: n_2	Graduales	0,000
"	Ocasionales	0,005
"	Frecuentes	0,010 – 0,015
Obstrucciones: n_3	Despreciables	0,000
"	Pocas	0,010 – 0,015
"	Muchas	0,020 – 0,030
"	Severas	0,040 – 0,060
Vegetación: n_4	Poca	0,005 – 0,010
"	Regular	0,010 – 0,025
"	Mucha	0,025 – 0,050
"	Gran cantidad	0,050 – 0,100
Curvas: m	Pocas	1,00
"	Regular	1,05
"	Muchas	1,10

Cálculo de un EH Natural – Coeficientes de Transporte

La principal diferencia con los canales es la gran variabilidad de la forma de las secciones y de los tipos de materiales que componen el lecho.

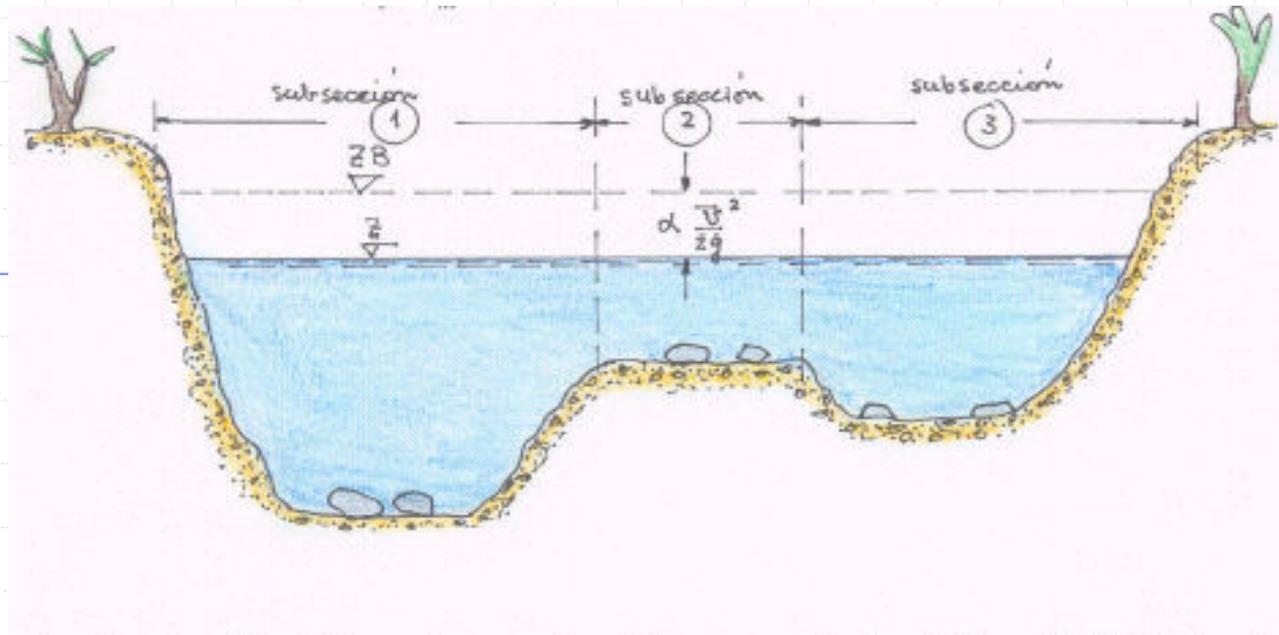
Cálculo manual:

Uso de los coeficientes de transporte

Cálculo con softwares:

HEC RAS, WMS, RiverCad, Flowpro.

Cálculo de un EH Natural Coeficientes de Transporte



En todas las subsecciones se considera el mismo Zaguas, ZB (Bernoullí) y plano de carga J.

Siendo i el subíndice de cualquier sección i del cauce se tiene que el caudal total Q_p que escurre por el cauce sería:

$$Q_p = \sum Q_i$$

$$\sqrt{J} = \frac{n_1 \times Q_1}{A_1 \times R_{h1}^{2/3}} = \frac{n_2 \times Q_2}{A_2 \times R_{h2}^{2/3}} = \frac{n_3 \times Q_3}{A_3 \times R_{h3}^{2/3}} = \dots = \frac{n_i \times Q_i}{A_i \times R_{hi}^{2/3}}$$

El caudal de la subsección "i" sería: $Q_i = \sqrt{J} \times \frac{A_i \times R_{hi}^{2/3}}{n_i}$

El radio hidráulico de la sección i sería (l_i = ancho superficial):

$$R_{hi} = \frac{A_i}{l_i} \quad \Rightarrow \quad Q_i = \sqrt{J} \times \frac{A_i^{5/3}}{l_i^{2/3} \times n_i} \quad \Rightarrow \quad K_{hi} = \frac{A_i^{5/3}}{l_i^{2/3} \times n_i}$$

Agrupando las variables físicas de la sección, surge el concepto de coeficiente de transporte:

$$Q_p = \sqrt{J} \times \sum K_{hi}$$

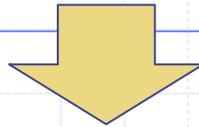
$$K_h = \sum K_{hi} \rightarrow$$

$$J = \left(\frac{Q_p}{K_h} \right)^2$$

$$\bar{v} = \frac{Q_p}{A}$$

Cálculo de un EH Natural

Nivel de Energía:
$$z_B = z + \alpha \times \frac{v^2}{2g}$$



$$z_{B1} = z_{B2} + \frac{J_1 + J_2}{2} \times (x_2 - x_1)$$

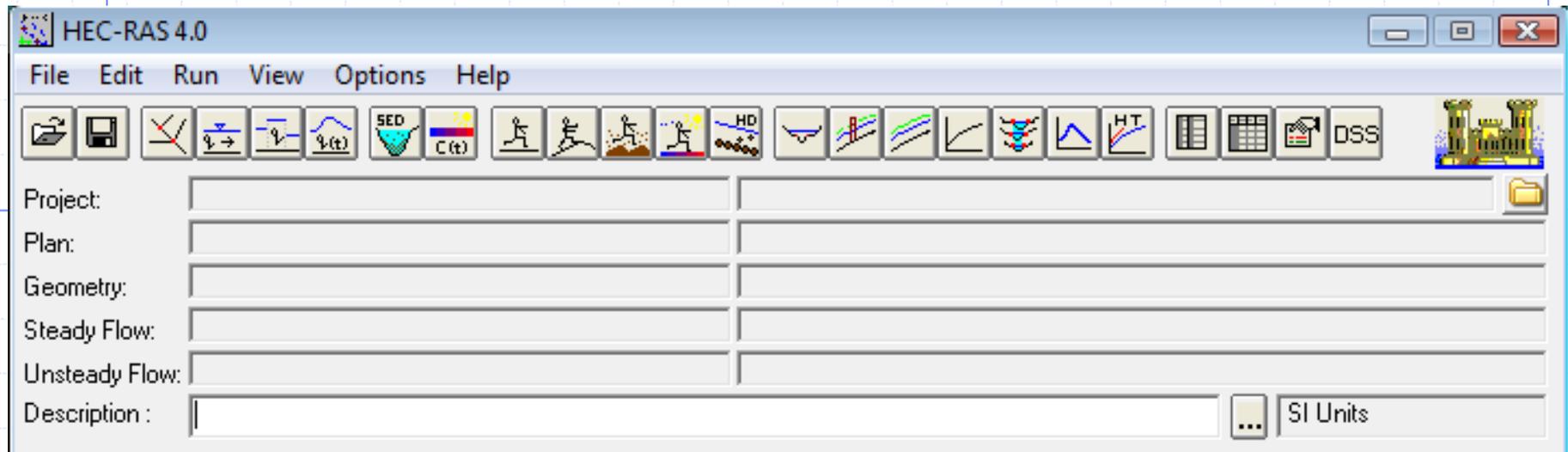
$$\alpha = \sum \left(\left(\frac{v_i}{v} \right)^3 \times \frac{A_i}{A} \right)$$

$$\alpha = \sum \left[\left(\frac{A}{A_i} \right)^2 \times \left(\frac{K_{hi}}{K_h} \right)^3 \right]$$

Importante, previamente analizar:

- El posible régimen del río: ¿subcrítico o supercrítico o mixto?
- ¿Existen secciones de control naturales?
- ¿Dónde encontrar datos de los sedimentos?
- ¿Es posible visitar y recorrer el cauce?

Cálculo de un EH Natural => HEC RAS



Bajarlo de (freeware):
<http://www.hec.usace.army.mil/>

“Medición” del EH en un Cauce Natural

Como estoy seguro de que el n de Manning estimado sobre la base de antecedentes granulométricos (Strickler, Bray, Limerinos, etc.) representa la realidad?

- Al ejecutar perfiles batimétricos (topografía del cauce) **debo medir simultáneamente el nivel de escurrimiento (pelo de agua) y medir el caudal pasante (aforos).**

- Sobre la base de antecedentes de terreno puedo **calcular el EH** en el tramo de interés según lo siguiente:

- Coeficientes de rugosidad de referencia (n_0 +Cowan, calicatas)
- Caudal pasante (aforo)
- Geometría de la sección (perfiles batimétricos)
- Condición de borde :¿subcrítico o supercrítico o mixto?

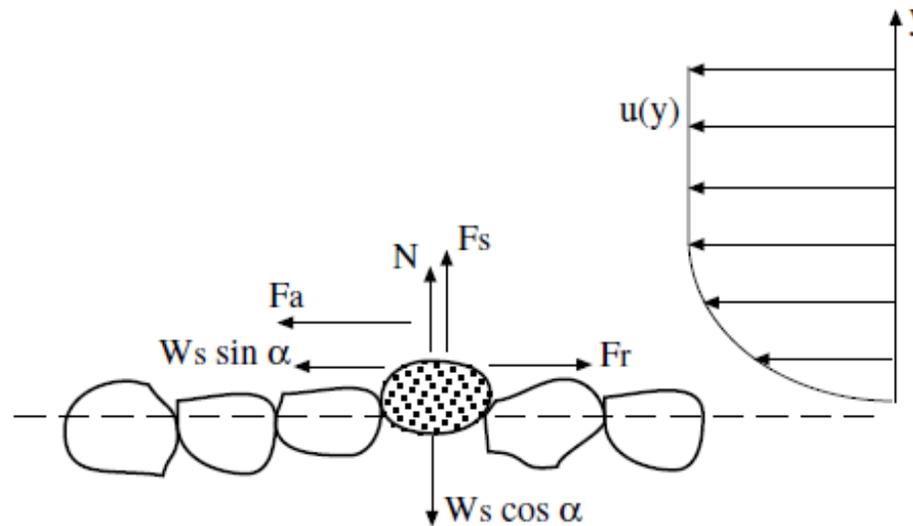
- Se compara el EH calculado y el medido en terreno => Puedo ajustar (calibrar) los coeficiente de rugosidad

=> Los n “calibrados” son representativos del lecho del cauce en análisis y pueden ser utilizados para otros caudales.

Elementos de Hidráulica Fluvial

1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Transporte de Sedimentos- Condición de Arrastre Incipiente



Según Eje X: $F_a + W_s \sin \alpha = F_r$

Según Eje Y: $F_s + N = W_s \cos \alpha$

$$F_r = \mu * N$$

$$F_a + W_s \sin \alpha = F_r = \mu (W_s \cos \alpha - F_s)$$

$$W_s = (\rho_s - \rho) g \frac{\pi d_s^3}{6}$$

$$F_a = \frac{1}{2} \rho C_D u_f^2 A$$

$$A = \frac{\pi d_s^2}{4}$$

$$F_s = \frac{1}{2} \rho C_L u_f^2 A$$

u_f : velocidad del fluido en el entorno de la partícula

Reemplazando se obtiene:

$$\frac{u_{fc}^2}{g R d_s} = \frac{4 (\mu \cos \alpha - \sin \alpha)}{3 (C_D + \mu C_L)}$$

Usando la ley de potencia para $u(y)$

$$\frac{u(y)}{U} = K_0 \left(\frac{y}{h}\right)^{1/6} \quad y = d_s / 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{u_f}{U} = \frac{K_0}{2^{1/6}} \left(\frac{d_s}{h}\right)^{1/6}$$

$$\frac{u_f}{\sqrt{g R d_s}} = \left\{ \frac{4 (\mu \cdot \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)}{3 (C_D + \mu \cdot C_L)} \right\}^{1/2}$$

$$\frac{U}{\sqrt{gRds}} \cdot K_0 \cdot \frac{1}{2^{1/6}} \cdot \left(\frac{ds}{h}\right)^{1/6} = \left\{ \frac{4}{3} \cdot \frac{(\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}{(C_D + \mu \cdot C_L)} \right\}^{1/2} \cdot \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{h}}$$

$$\frac{U_c}{\sqrt{gh}} = \frac{2^{1/6}}{K_0} \left\{ \frac{4}{3} \frac{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)}{(C_D + \mu C_L)} \right\}^{1/2} \sqrt{R} \left(\frac{h}{d_s}\right)^{-1/3}$$

Enrocados

Criterio del
esfuerzo de
corte crítico

α pequeño, $\sin \alpha = 0$ y $\cos \alpha = 1$

Considerando gravas, $\phi = 40^\circ$, $\tan \phi = 0,84 = \mu$

$C_D = 0,4$ (valores altos del Reynolds de la partícula)

$C_L / C_D = 0,85$ (evidencia experimental),

$K_0 = 0,95$

$$Fr_c = 1.50 \sqrt{R} \sqrt{\cos \alpha} \left(\frac{h}{d_s}\right)^{-1/3}$$

Estabilidad de Enrocados

$$F_{rc} = k \cdot \sqrt{R} \cdot (\cos \alpha)^m \cdot \left(\frac{h}{d_s}\right)^{-n}$$

Investigador	k	m	n
Isbash	1.70	0.5	0.5
Straub	1.49	0.0	0.33
Neill	1.41	0.0	0.33
Maza y García	1.50	0.0	0.35

Neill

$$F = \sqrt{2(s-1)} \times \left(\frac{d_s}{h}\right)^{1/3} \quad v_{\max} = \sqrt{2g(s-1)d_s} \times \left(\frac{h}{d_s}\right)^{1/6}$$

Otra forma ($F = U / (g \cdot h)^{(1/2)}$)

Criterio del Esfuerzo de Corte Crítico

Considerando la ley logarítmica de velocidades para pared hidrodinámicamente rugosa e $y = d_s/2$ ($u = u_f$) se obtiene:

$$\frac{u(y)}{u_*} = \frac{1}{k} \cdot \text{Ln}\left(\frac{30 \cdot y}{d_s}\right)$$

$$\frac{u_f}{u_*} = \frac{1}{k} \cdot \text{Ln}(15)$$

$$\frac{u_f}{u_*} = 6,77$$

$$\frac{u_f^2}{g \cdot R \cdot d_s} = \left\{ \frac{4}{3} \cdot \frac{(\mu \cdot \cos \alpha - \text{sen} \alpha)}{(C_D + \mu \cdot C_L)} \right\}$$

$$\frac{u_*^2}{g \cdot R \cdot d_s} = \frac{\left\{ \frac{4}{3} \cdot \frac{(\mu \cdot \cos \alpha - \text{sen} \alpha)}{(C_D + \mu \cdot C_L)} \right\}}{6,77^2}$$

$$\frac{u_*^2}{g \cdot R \cdot d_s} = \tau_{*c}$$

$$\phi = 40^\circ \Rightarrow \operatorname{tg} \phi = 0,84 = \mu$$

$$\alpha \text{ pequeño} \Rightarrow \operatorname{Cos} \alpha \approx 1, \operatorname{sen} \alpha = 0$$

$$C_D = 0,4$$

$$\frac{C_L}{C_D} \approx 0,85 \Rightarrow C_L = 0,34$$

$$\tau_{*c} = \frac{\left\{ \frac{4}{3} \cdot \frac{(0,84 \cdot 1 - 0)}{(0,4 + 0,84 \cdot 0,34)} \right\}}{6,77^2}$$

$$\tau_{*c} = 0,035$$

Empíricamente:

$$0,03 < \tau_{*c} < 0,06$$

$$\overline{\tau_{*c}} < 0,045$$

Elementos de Hidráulica Fluvial

1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Transporte de Sedimentos

Movimiento incipiente de las partículas de fondo

Criterio Experimental del esfuerzo de corte crítico

Sea $\tau_0 = \gamma \times R_h \times J = \rho \times v_*^2$ el esfuerzo de corte que el lecho de diámetro característico d_s ejerce sobre el flujo, se define un esfuerzo adimensional como:

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\rho \times (s - 1) \times g \times d_s}$$

Si la velocidad aumenta gradualmente, el movimiento de las partículas se producirá cuando el valor del esfuerzo de corte sobrepase un cierto umbral crítico:

$$\tau_* > (\tau_*)_c$$

Transporte de Sedimentos

Criterio experimental del esfuerzo de corte crítico

De acuerdo a Shields, este esfuerzo de corte crítico, en una superficie horizontal, dependería de:

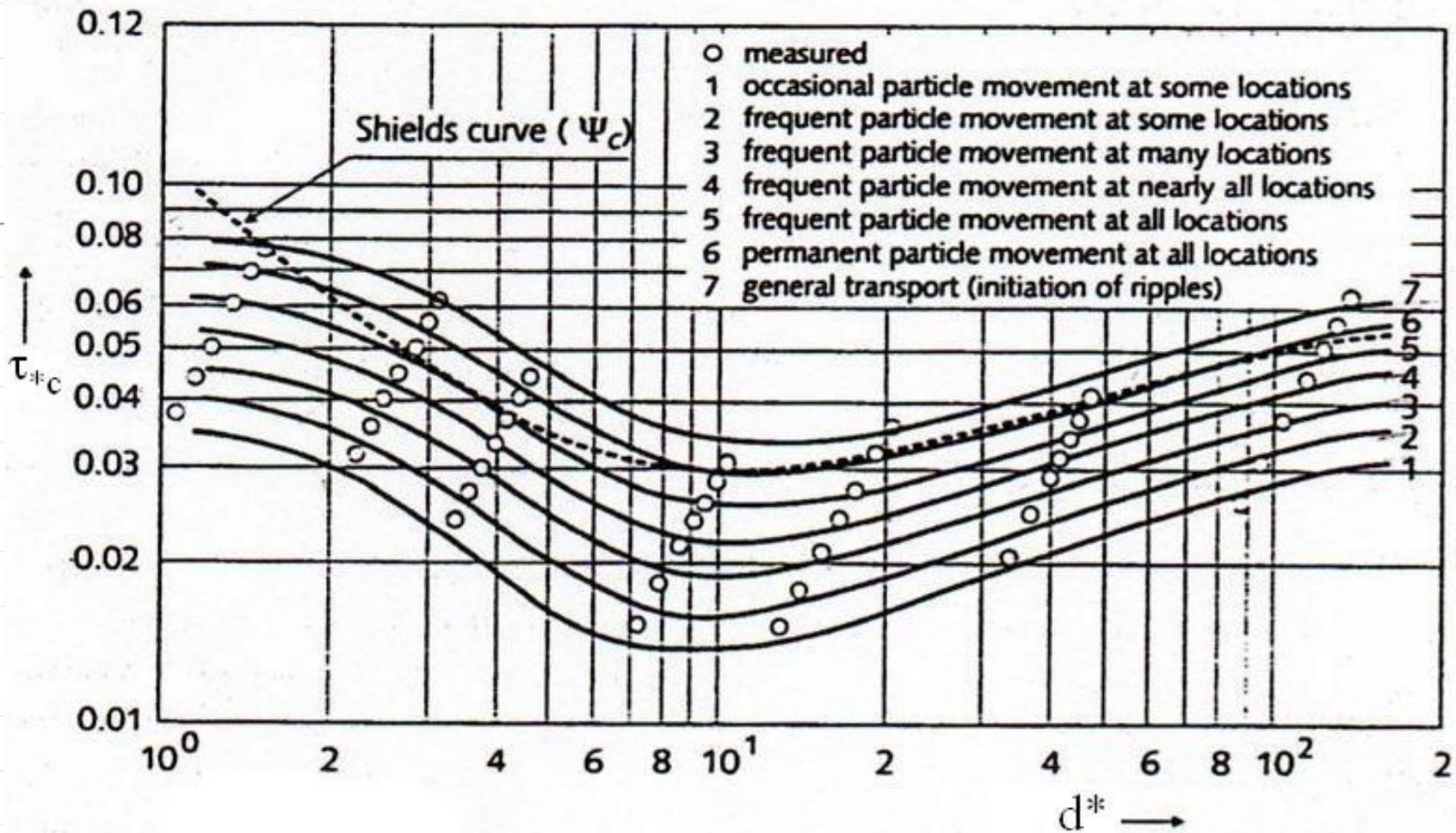
$$(\tau_*)_c = f(R_{ep}) = f\left(\frac{v_* \times d_s}{\nu}\right) \quad R_* = R_{ep} = \frac{v_* d_s}{\nu}$$

Flujo	R^*	$(\tau_*)_c$
Turbulento de pared lisa	< 4 a 5	$(\tau_*)_c > 0,035$
Turbulento de transición	5 a 75-100	$0,030 < (\tau_*)_c < 0,04$
T. plenamente rugoso	> 75-100	$0,04 < (\tau_*)_c < 0,060$

Brownlie (1981): $\tau_{*c} = 0,22 \times R_p^{-0,6} + 0,06 \times \exp(-17,77 \times R_p^{-0,6})$

Criterio Experimental del esfuerzo de corte crítico

Gráfico de Shields teórico



Criterio Experimental del esfuerzo de corte crítico Corrección por pendiente.

Van Rijn (1993):
$$\tau_*' = \tau_* \times \frac{\text{sen}(\phi_s - \theta)}{\text{sen}\phi_s}$$

Chiew-Parker(1994):
$$\tau_*' = \tau_* \times \cos \theta \times \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi_s} \right)$$

En que: $\phi_s = \text{ángulo de reposo}$
 $\theta = \text{arcsen(pendiente)}$

Inicio del Movimiento en Suspensión

Criterio:

$$\frac{v_*}{\omega_0} > \text{Valor crítico}$$

Referencia	Criterio	Nota
Bagnold (1966)	$\frac{v_*}{\omega_0} > 1$	Criterio dado por Van Rijn (1993)
Van Rijn (1984)	$\frac{v_*}{\omega_0} > \frac{4}{d_*}$	$1 < d_* \leq 10$ ($d_s = d_{50}$)
	$\frac{v_*}{\omega_0} > 0,4$	$d_* > 10$
Raudkivi (1990)	$\frac{v_*}{\omega_0} > 0,5$	Regla del dedo pulgar
	$\frac{v_*}{\omega_0} > 1,2$	Suspensión dominante
Julien (1995)	$\frac{v_*}{\omega_0} > 0,2$	Inicio de la suspensión en un flujo turbulento
	$\frac{v_*}{\omega_0} > 2,5$	Suspensión dominante
Sumer et al. (1996)	$\frac{v_*^2}{(s-1)gd_s} > 2$	Observación experimental en una capa de flujo. $0,13 < d_s < 3$ [mm]

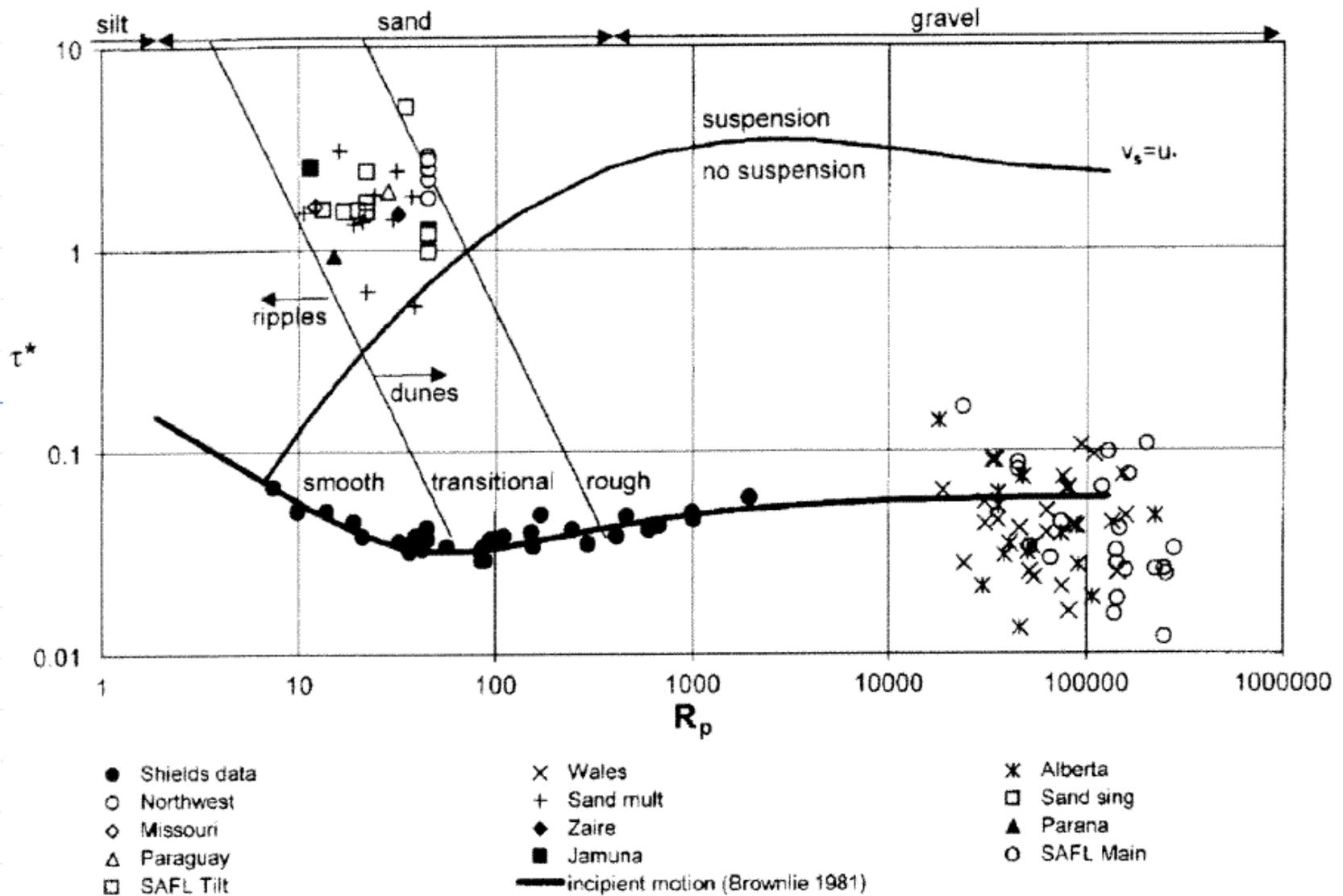
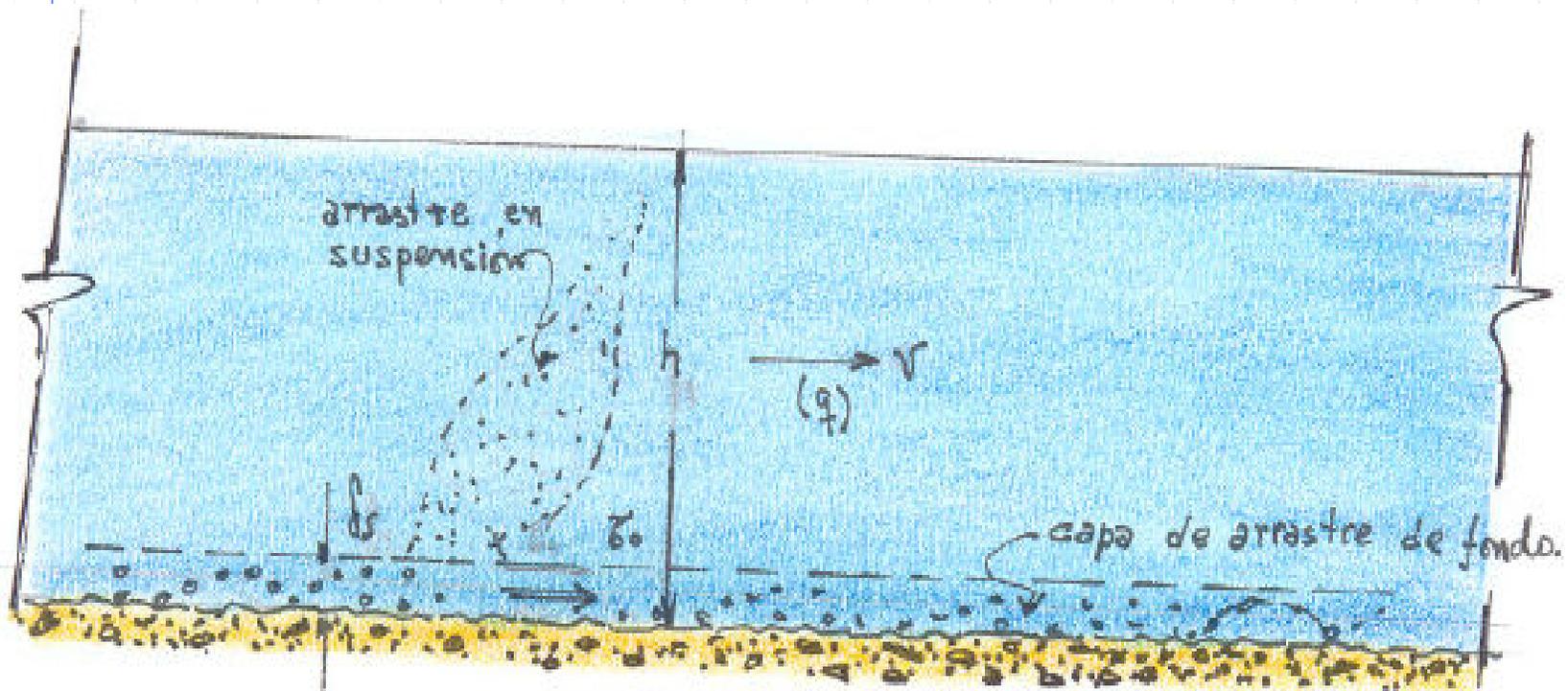


Fig. 2-29. Shields-Parker River Sedimentation Diagram (after García 2000).

Transporte de Sedimentos

Inicio del Movimiento de Fondo Fórmulas Empíricas



$$\delta_s \approx 10 - 20 d_s$$

Gasto Sólido de Fondo

Fórmulas Empíricas

Gasto volumétrico por unidad de ancho:	q_s	en [m ³ /s/m]
Gasto sólido másico:	m_s	en [kg/s/m] o [kg m/s/m]
Gasto sólido en peso del material	g_s	en [N/s/m] o en [kgp/s/m]
Gasto sólido pesado bajo agua.:	g'_s	“ “ “

Existen muchas expresiones (ver Mery), la más utilizada es la de Meyer-Peter Müller de 1951:

$$\frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd_s^3}} = \left(\frac{4\tau_0}{\rho(s-1)gd_s} - 0,188 \right)^{3/2}$$

Otra forma de expresar la fórmula de Meyer – Peter y Müller.

$$\frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd_s^3}} = \left(4 \cdot \left(\frac{\tau_0}{\rho(s-1)gd_s} - \frac{0,188}{4}\right)\right)^{3/2}$$

$$q_{s^*} = \frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd_s^3}} \text{ y } \tau_* = \frac{\tau_0}{\rho(s-1)gd_s}$$

$$q_{s^*} = 4^{3/2} \cdot (\tau_* - 0,047)^{3/2}$$

$$q_{s^*} = 8 \cdot (\tau_* - 0,047)^{3/2}$$

Aplicable a cauces anchos ($B/h > 40$) y materiales gruesos.

d_s corresponde a d_{50}

Gasto Sólido de Fondo Método Einstein

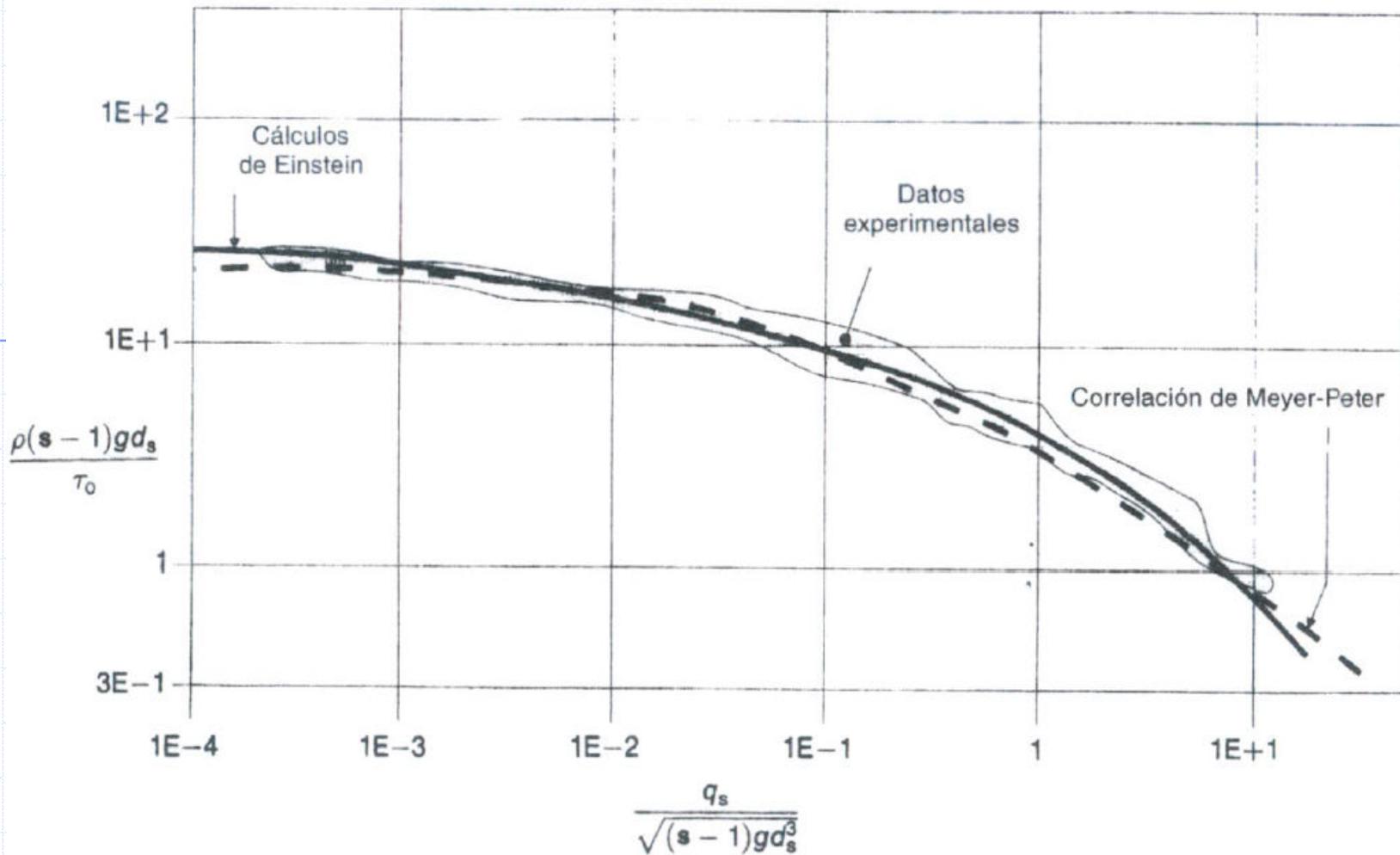
$$\frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd_s^3}} = F\left(\frac{\rho(s-1)gd_s}{d_s \tau_0}\right)$$

$$\frac{q_s}{\sqrt{(s-1)gd_s^3}} < 10$$

$$1,25 < S < 4,25 \quad ; \quad 0,315 \text{ mm} < d_s < 28,6 \text{ mm}$$

d_s corresponde a d_{35} o d_{45}

Método Einstein



Gasto Sólido de Fondo Método racional de Bagnold

Fatiga Específica:

$$\sigma_e = \rho \times (s - 1) \times g \times \cos \theta \times C_s \times \delta_s$$

δ_s = Espesor de la capa de arrastre de fondo.

C_s = Concentración volumétrica del sedimento en la capa de arrastre de fondo.

θ = Angulo del fondo con la horizontal.

➔ **Incremento del esfuerzo de corte por la Fatiga:**

$$\tau_0 = (\tau_0)_c + \sigma_e \times \operatorname{tg} \phi_s$$

➔ **Si v_s es la vel. del sedim en la capa δ_s , entonces:**

$$q_s = C_s \times \delta_s \times v_s$$

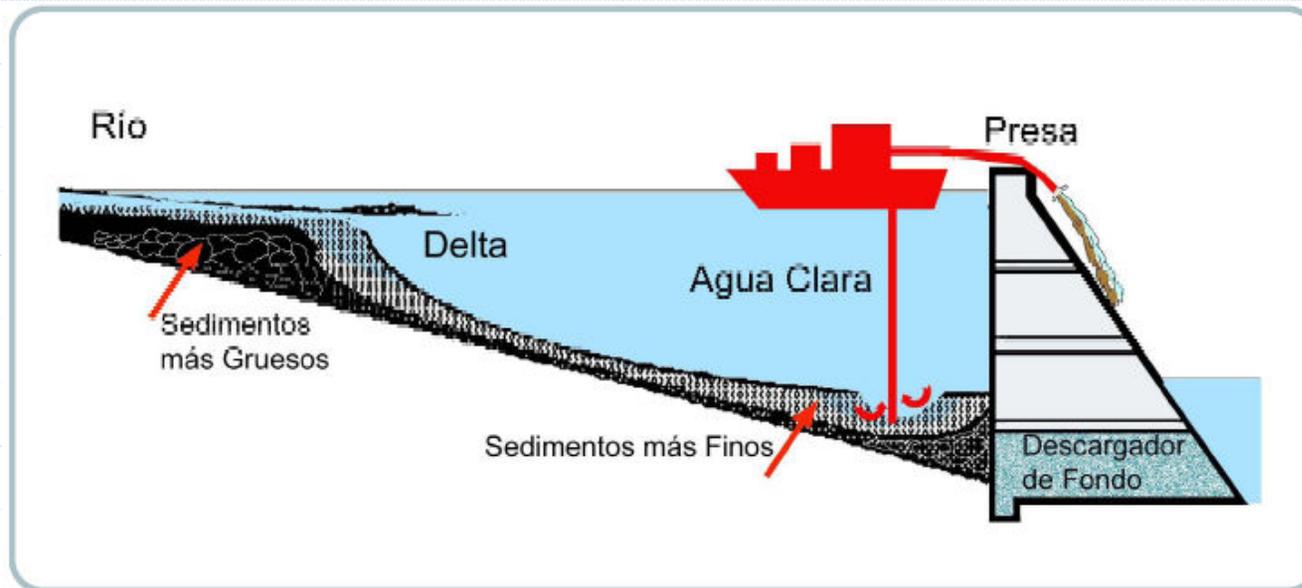
Gasto Sólido de Fondo Método racional de Bagnold

Nielsen (1992):

$$C_s = 0,65$$

$$\frac{v_s}{v_*} = 4,8$$

$$\frac{\delta_s}{d_s} = 2,5 \times (\tau_* - (\tau_*)_c)$$



Gasto Sólido de Fondo

Método racional de Bagnold

Van Rijn (1993):

1. Para $\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} < 2$ y con $d_s = d_{50}$.

Con $0,2 < d_s < 2 \text{ mm. ; } h \geq 0,1 \text{ m y } F < 0,9$

$$C_s = \frac{0,117}{d_*} \times \left(\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} - 1 \right)$$

$$\frac{\delta_s}{d_s} = 0,3 \times [d_*]^{0,7} \times \sqrt{\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} - 1}$$

$$\frac{v_s}{v_*} = 9 + 2,6 \times \log_{10} [d_*] - 8 \times \sqrt{\frac{(\tau_*)_c}{\tau_*}}$$

Gasto Sólido de Fondo

Método racional de Bagnold

Van Rijn (1993):

2. Para $\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} > 2$ Las demás condiciones se conservan. Las relaciones son:

$$C_s = \frac{0,117}{d_*} \times \left(\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} - 1 \right)$$

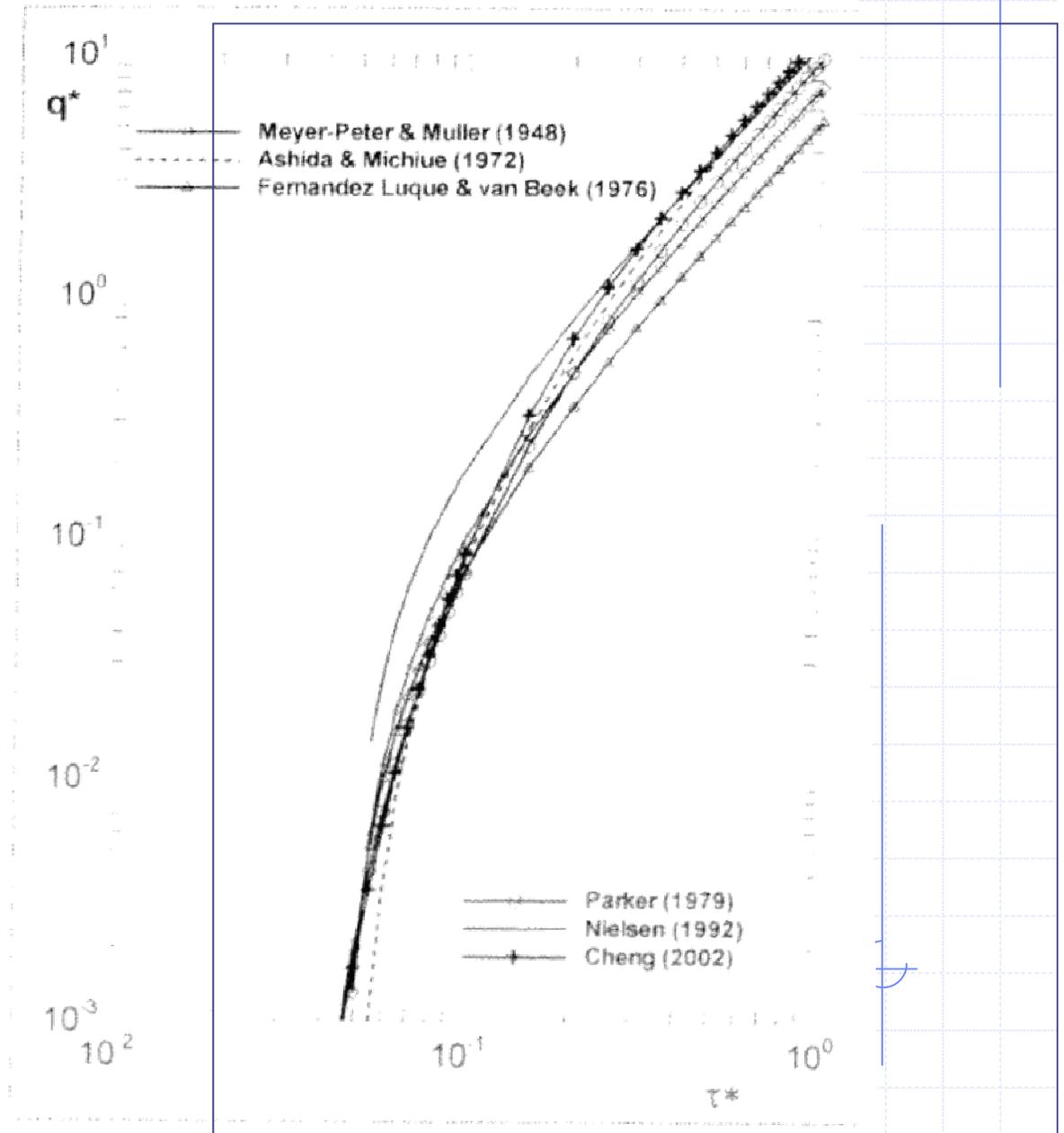
$$\frac{\delta_s}{d_s} = 0,3 \times [d_*]^{0,7} \times \sqrt{\frac{\tau_*}{(\tau_*)_c} - 1}$$

$$\frac{v_s}{v_*} = 7$$

Transporte de Sedimentos

Gasto Sólido de Fondo

(ver M. García 2009)



Aplicación.

Se solicita estimar la capacidad de arrastre de fondo para un cauce natural de las siguientes características:

$Q = 530 \text{ [m}^3\text{/s]}$, $h = 4,27 \text{ [m]}$, $i = 0,0011$, $d_s = 0,012 \text{ [m]}$, $b = 34 \text{ [m]}$

Se debe determinar aproximadamente la tasa de arrastre de fondo usando las correlaciones de Meyer-Peter, Einstein y Nielsen.

PROBLEMA A RESOLVER EN CLASES